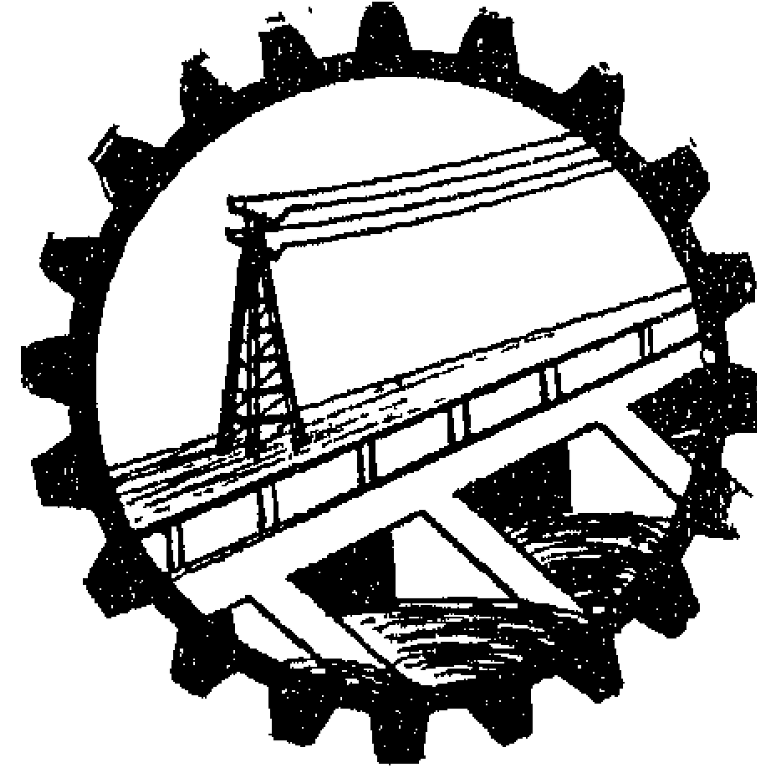
ESEN-CPS-BK-0000001077-ESE

00471186



مجلة

جمعيات المهندسين

ج.ع.م

السنة الأولى - المجلد الأول

العدد الأول

١٩٦٢

المطبعة العالمية ١٦و١٧ شارع ضريح سعد بالقاهرة

مجلة
جمعيات المهندسين
ج.ع.م

مجلة علمية هندسية — تصدرها كل ثلاثة شهور
جمعيتا المهندسين بالقاهرة والاسكندرية

السـنة الأولى — المجلد الأول — العدد الأول ١٩٦٢

محتويات هذا العدد

القسم العربى

القسم الأفرنجى

بيانات

مقر المجلة :

بالقاهرة	بالاسكندرية
جمعية المهندسين المصرية	جمعية المهندسين بالاسكندرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة	٦٦ شارع النبي دانيال بالاسكندرية
تليفون ٥٢١٠٦	تليفون ٢٢٢٢٢

الاشتراكات:

- جميع أعضاء جمعيتي المهندسين بالقاهرة والاسكندرية مشتركون في المجلة بحكم عضويتهم

لغير الأعضاء:

	للمهندس	للطالب	للهيئات
	مـ	مـ	مـ
الاشتراك السنوى	١٠٠	٥٠	٢٠٠
للعدد الواحد	٣٠	١٥	٦٠

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بأحد مقرى جمعيتى المهندسين بالقاهرة والإسكندرية .
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية وأى تعليقات علمية للمناقشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن رأى كاتبها فقط

الإعلانات:

- مؤسسة مصر للطباعة والإعلان والنشر

١٤ شارع زكى بالتوفيقية - القاهرة تليفون ٥١٦٠١

لجنة التحرير

هـذا العـدد

بسم الله الرحمن الرحيم :

« ... إقرأ وربك الأكرم ... الذى علم بالقلم ... علم الإنسان ما لم يعلم » .

العلم هداية ونور ... تستكشف به الإنسانية مواقع أقدامها كلما خطت خطوة جديدة فى مدارج التاريخ ... وما حياة الإنسان منذ خلق إلا سلسلة متكاملة من حلقات متصلة من الفتوح العلمية تمهد للانسانية طريق سيرها وتحدد لها مواقع خطوها .

فالحضـارة هى العـلم .. تأملات عقل ثم بريق فكرة ثم بحث يمحص الاسباب والمسببات .. ثم تتبـاور الفكرة والبحث داخل بوتقة العقل الواعى الى كشف أو اختراع يذلل قوى الطبيعة ويسخرها لخدمة الانسان .

وما هـذه الحضارة التى نحياها إلا نتاج العقل البشرى وتراثه منذ وُجدت البشرية على بساط الكون ... أسهمت فيها عقول الفراعنة فانبثق شعاعها قوياً ليتقابل مع آخر من مدن الإغريق وثالث من عند الرومان ورابع من بطاح الجزيرة العربية ووهاد فارس ... وتفاعلت هذه الاشعاعات وتركزت لتوقظ النهضة الأوربية ولتضىء للانسانية سبيلها فى سيرها الأبدى المحتوم .

ولم تكن الحضارة فى خطوها إلا علوم الهندسة التى تطورت بالإنسان من عصره الحجرى إلى إنسان يبنى الهرم لتحكى للأجيال قصـــة الهندسة على مر العصور .

فللهندسة مكانهـا الفريد فى موكب العـلم والحضارة .. فهى الفكرة العلمية المبتكرة فى صورتها الحية المجسمة ، وتبقى تلك الفكرة حبيسة فى ذهن الباحث أو رهينة بين دفتى كتاب حتى يتلقفها العالم الهندسى فيبعث فيها الحياة وينقلها من عالم الافكار المجردة الى عالم الواقع الملموس .

ولـما كانت الهندسة هى الصلة بين الفكر الأصيل وحياة الإنسان فقد تعددت النشرات والمجلات الهندسية فى كافة الدول التى تلتمس أسباب التقدم وتأخذ به ... وكان لزاماً على جمهوريتنا الناهضة فى عصرها الذهبى الوثاب أن تسير فى موكب الزمن مزهوة لا بأهراماتها فحسب بل بجيلها الهندسى المتطور الذى استطاع أن يبنى لها فى أقل من عشر سنين ما فاتها فى مئات السنين .

وفى خضم هذه الامجـاد نبتت الفكرة لدى جمعيتى المهندسـين بالقـاهرة والاسكندرية ... فـكرة اصدار مجـلة هندسية جامعة تشارك بها ركب التطـور الذى تسير فيه نهضتنا الحديثة والتى يعتمد قوامها على الهندسة والمهندسـين فـكانت مجلة جمعيات المهندسين ..

ومجلة جمعيات المهندسين فى جوهرها استكمال للصحافة الهندسية التى لا تزال تفتقر إلى الكثير . وهى فى سجل الصحافة الهندسية فى الجمهورية العربية المتحدة تعد الشقيقة الثالثة لمجلتين زميلتين أولاهما مجلة المهندسين التى تصدرها نقابة المهن الهندسية ، وثانيتهما مجلة الهندسة المدنية التى صدرت فيما بين ١٩٥٣ و ١٩٥٦ .

وفى صفحات التمنى والآمال نرجو أن تزدهر الصحافة الهندسية فى الوطن العربى الكبير بما يتناسب مع كياننا ونأمل أن تكون هناك أيضاً صحافة هندسية شعبية حتى يكتمل الإطار الهندسى ويزدهر الوعى الهندسى بين المواطنين .

ولقد آثرت هذه المجلة أن تتخذ لطريقها الناحية التى تفتقر إليها المكتبة الهندسية من البحوث والموضوعات المبتكرة ذات المستوى الرفيع والتى تؤكد للعالم ازدهار البحث العلمى الهندسى فى جمهوريتنا النامية .

وقد آثرنا فى العديد من الابحاث أن نكتبها باللغة الانجليزية حتى تكون هذه المجلة رسولا لمهندسينا فى الدول المتطورة والجامعات الاجنبية وتكون فى نفس الوقت وسيلة لتبادل البحوث والمجلات الهندسية بيننا وبينهم .

ونرجو أن تكون « مجلة جمعيات المهندسين » قطرة فى محيط المعرفة وشعاعاً فى عالم البحث ؛ نتقدم بها اليوم مقدرين ثقل الأمانة التى تصدينا لحملها عاملين على أن تكون خالصة لوجه الحقيقة العلمية ، حريصين على أن تجمع بين الناحيتين النظرية والتطبيقية . ولنا فى إيماننا برسالة هذه المجلة وتعاون قرائنا بارسال بحوثهم ونقدهم وتوجيهاتهم ما يجعلنا نأمل فى النجاح .

فباسم الله

وباسم العصر الثورى للنهضة الهندسية

وباسم مهنة الهندسة

نقدم العدد الاول من ((مجلة جمعيات المهندسين)) متيمنين بالعيد العاشر لثورتنا الخالدة .

والله الموفق .

٢٣ يوليو ١٩٦٢ **لجنة التحرير**

أبراج التبريد ذات السحب الطبيعي

للدكتور خليل حسن خليل

أستاذ المحطات الحرارية لتوليد القوى

بكلية الهندسة — جامعة القاهرة

الخلاصة :

يتولد فى أبراج التبريد المعرضة لرياح أفقية سحب إلى أعلا نتيجة لوجود الفراغات أو الثغرة عند قاعدتها حيث ينفذ خلالها الهواء ويغير اتجاهه الأفقى إلى اتجاه رأسى مولداً السحب العلوى المطلوب . والعامل الرئيسى الذى يؤثر فى مقدار هذا السحب هو عدم التوازن فى الضغط بين نهايق البرج العلوية والسفلية . ويرجع السبب فى انخفاض مقدار الطاقة الحركية للهواء عند قاع البرج إلى المقاومة التى يصادفها الهواء أثناء تدفقه خلال الثغرة الضيقة ، ويعتمد السحب المتولد على ارتفاع هذه الثغرة .

وقد أجريت التجارب المذكورة فى هـذا البحث على نموذج لبرج تبريد وضـع فى نفق هوائى بمعامل الهندسة الحرارية بجامعة القاهرة بغرض دراسة العوامل التى تحدد اتساع ثغرة برج التبريد بالنسبة لإبعاده الرئيسية . وقد أكدت نتائج هذه التجارب أن قيمـة السحب العلوى فى البرج تبدأ بصفر عند ما تتلاشى الثغرة ثم تزداد هذه القيمة بمعدل كبير كلما اتسعت الثغرة حتى تصل إلى نهايتها العظمى عندما يبلغ عدم التوازن فى الضغط بين طرفى البرج إلى آخر مداه ثم يبدأ السحب فى النزول بعد ذلك مع استمرار اتساع الثغرة إلى أن يصل إلى الصفر مرة ثانية حيث يكون تأثير سرعة الريح متساوياً بالنسبة لنهايق البرج نتيجة للاتساع النسبى للثغرة . ويتبع ذلك أن تـكون هناك دائماً ثغرة وحيدة توفر النهاية العظمى للسحب لـكل برج تبريد .

ويساعد على زيادة السحب فى برج التبريد الانخفاض الطبيعى فى سرعة الريح بالقرب من سطح الأرض مما يؤدى إلى خلق فرق فى الدفع بين قمـة البرج وقاعدته كما يؤثر شكل البرج — سواء كان اسطوانيا أو مخروطياً أو ذو قطع زائد — على توزيع تأثير الريح وعلى السحب العلوى فى برج التبريد .

مقدمة :

من الملاحظ أن المراجع العلمية لم تطرق كثيراً موضوع أبراج التبريد ذات السحب الطبيعى وأن معظم ما كتب فى هذا الموضوع كان يبحث فقط فى الحشو داخل هذه الأبراج والميزان الحرارى لـكل من الهـواء ومياه التبريد خلال عمليات التبخير والتوصيل والاشعاع .

ولـكن شـكل أبراج التبريد ذات السحب الطبيعى المتأثرة برياح أفقية والأبعاد الرئيسية الخارجية والضرورية للمصمم لا زالت غير مؤكدة للآن .

وتكون أبراج التبريد الجزء المهم فى محطات القوى ومصانع الإنتاج الـكبيرة الواقعة بعيداً عن الأنهار أو الترع أو مصادر المياه الطبيعية كما أنهـا ذات تأثير كبير فى عوامل أداء وكفاءة هذه المحطات وميزانها الاقتصادى .

فالمياه المراد تبريدها فى هـذه الأبراج تعطى حرارتها لعامود الهواء الصاعد أساساً بتبخير كمية من المـاء تشبع الهواء داخل البرج آخذة أو مكتسبة حرارتها الـكامنة من باقى المياه وكذلك جزئياً بالتوصيل والإشعاع . وإذا ركد الهواء داخل البرج فان هذه العملية ستقف نتيجة لتشبع الهواء كلية .

وعمليا يجدد هذا الهواء باخراجه من قمة البرج بعد تشبعه حيث يحل بدلا منه هواء نقى جديد ذو رطوبة نسبية منخفضة من خلال الفتحات الموجودة بأسفل البرج ولذلك تحتاج هذه العملية إلى استمرار سحب الهواء رأسياً بصفة مستمرة لتحسين عامل أداء البرج . وهواء السحب الرأسى هذا يحصل عليه إما ميكانيكياً بواسطة مراوح أو بواسطة ريح أو هواء طبيعى يتدفق عمودياً على محور البرج الرأسى.

السحب الطبيعى داخل أبراج التبريد :

يتولد السحب إلى أعلا داخل أبراج التبريد عموماً نتيجة أحد عاملين :

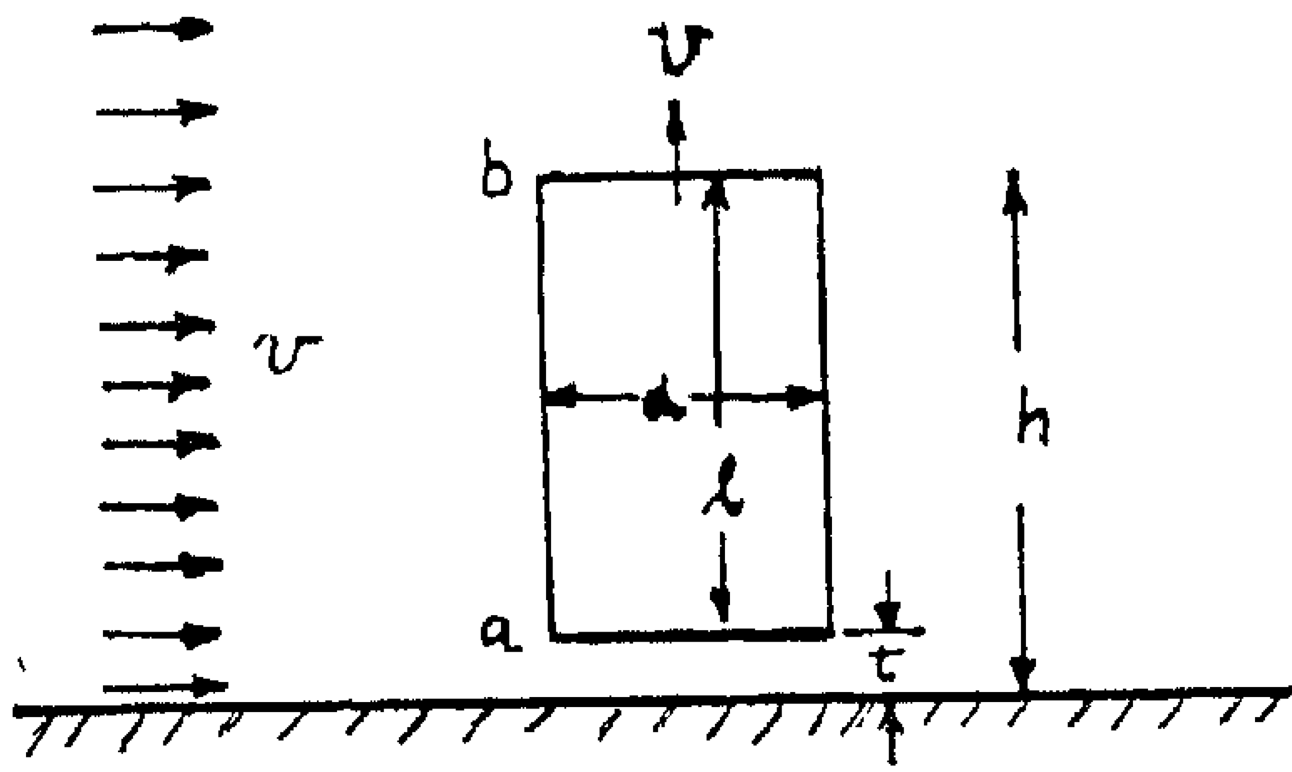
(أ) التأثير الديناميكى الحرارى (تأثير المدخنة) .

(ب) التأثير الديناميكى الهوائى نتيجة لتدفق الرياح الطبيعى .

والسحب نتيجة للتأثير الحرارى يمكن معاملته بطريقة مشابهة لما يحدث فى المداخن حيث يعتمد على فرق درجات الحرارة وبالتالى إختلاف كثافة الهواء داخل وخارج برج التبريد وفى هذه الحالة يعتمد السحب اعتماداً كبيراً على ارتفاع البرج فكلما زاد ارتفاع البرج زاد مقدار السحب إلى أعلا وبالتالى يتحسن عامل أداء البرج وعلى أى حال فهذه الأبراج يجب أن تكون محكمة ومعزولة هوائياً إذ أن أقل تهريب من المحيط الخارجى يؤثر فى السحب المتولد . وحساب هذا السحب نتيجة التأثير الحرارى يمكن اجراؤه بسهولة مهتدياً بالخبرة فى تصميم المداخن ولذلك سينحصر بحث هذه المقالة فى دراسة السحب الطبيعى المتولد إلى أعلا نتيجة الرياح.

السحب الطبيعى نتيجة لتأثير الرياح :

يعتمد هذا السحب اعتماداً كلياً على التأثيرات الديناميكية للهواء . فالرياح الأفقية التى تتدفق على البرج تعمل على سحب الهواء رأسياً إلى أعلا فى داخله . ويمكن تشبيه هذه الخاصية بحالة اسطوانة موضوعة داخل نفق هوائى ذو تدفق عمودى على محورها كما هو موضح فى الشكل رقم ١ حيث يمثل :



(شكل رقم ١)

d = قطر الاسطوانة .

l = طول الاسطوانة .

t = ارتفاع الثغرة عن الأرض .

h = الارتفاع الكلى = (ارتفاع الاسطوانة + ارتفاع الثغرة) .

v = سرعة الرياح الأفقية (بفرض أنها منتظمة للتبسيط بصفة مبدئية) .

u = السرعة المتوسطة للسحب العلوى المتولد .

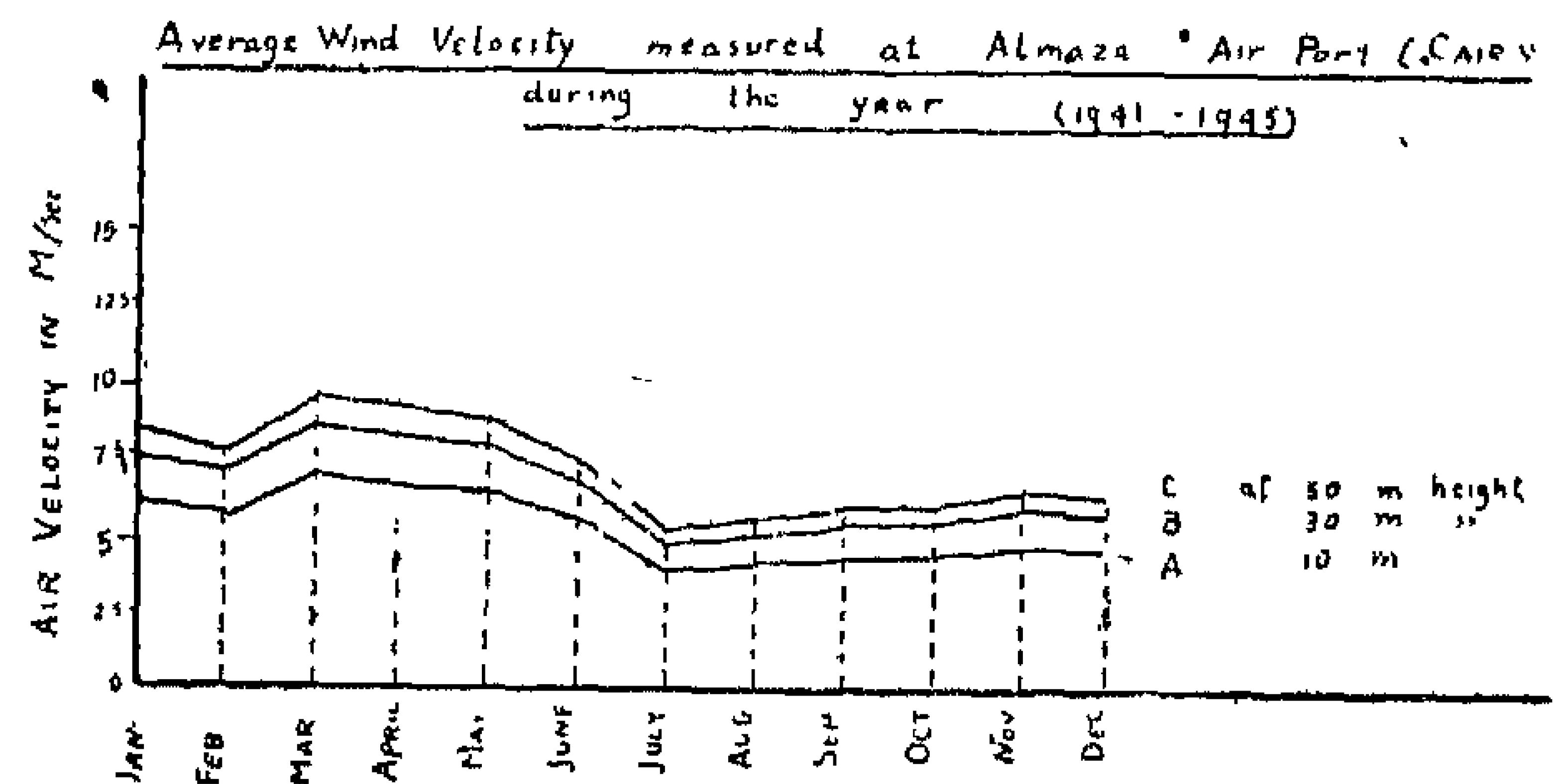
ويتضح من هذا الترتيب أن u تتوقف على مدى اختلاف الضغط عند حافتى الاسطوانة . وباعتبار أن الطاقة الكلية ثابتة عند أى مساحة مقطع فطاقة الحركة على حافة النموذج عند الأرض a تكون أقل من نظيرتها عند الحافة العليا الحرة b ونتيجة لذلك يكون هناك فرق فى الضغط ليسبب تدفقاً هوائياً إلى أعلا . وعلى أى حال فالنقص فى طاقة الحركة عند حافة الاسطوانة السفلى يكون نتيجة لمقاومة مرور الهواء خلال الثغرة الضيقة .

وقيمة هذا السحب المتولد أى سرعته u تعتمد على عرض الثغرة t غير أنه فى حالة عدم وجودها (عند ما تكون t = صفر) لا يكون هناك تدفق داخل الاسطوانة ويكون مقدار u = صفر ولكن بمجرد زيادة مقدار الثغرة تزيد سرعة الهواء المتولد لأعلا أيضاً حتى تصل لحد يتوازن عنده الضغط على حافتى الاسطوانة وتصبح u = صفر ثانية . وتحدث هذه الحالة الأخيرة عند ما

تكون الثغرة ذات عرض كاف لتدفق الهواء خلال حافتيها بحالة متساوية وحيث يتضاءل تأثير مستوى الأرض على التدفق فى هـذه الحالة ويتبع ذلك أنه يوجد بين هذين الحدين ثغرة تعطى أقصى سرعة لهواء السحب لأعلا واختيار عرض الفتحة الصحيحة هذه له أهمية كبيرة فى الحصول على أحسن النتائج .

تأثير سرعة الرياح :

لدراسة تأثير تغير الرياح أخذت أمثلة فعلية لسرعة الرياح خلال عام كامل وتغيرها بالنسبة للارتفاع عن سطح الأرض ففى شكل ٢ نجد أن المنحنى A يبين السرعة المتوسطة

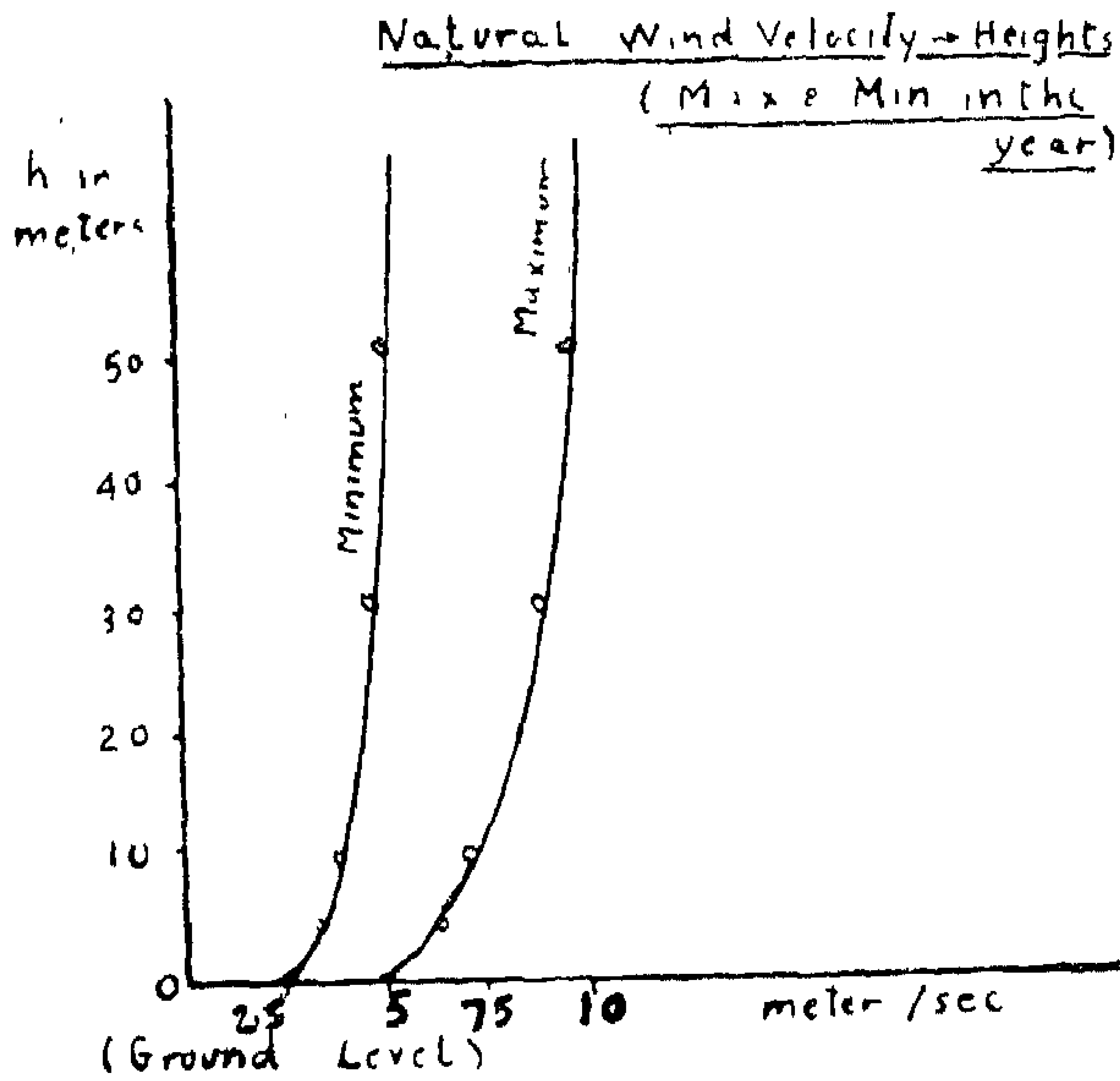


(شكل رقم ٢)

للرياح مقاسة عند ارتفاع ١٠ متر والتغير فى سرعة الرياح بالنسبة للارتفاع يتبع معادلة Helmann's :

$$V = K\ [1.0 + 2.81 \log_{10} (h + 4.75)]$$

حيث V هى سرعة الرياح ، h الارتفاع الفعال ، K ثابت أما المنحنيات B ، C فقد رسمت لارتفاع ٣٠ متر ٥٠ متر حيث تمثل أبراج التبريد فى محطة قوى السبتية بالقاهرة والتى سننوه عنها مؤخراً فى هذه المقالة وشكل ٣ يبين السرعة وعلاقتها بأقل وأقصى ارتفاع خلال العام حيث يظهر انخفاض السرعة قرب مستوى الأرض ولذلك فهناك فرق طبيعى فى الدافع نتيجة لهذا التأثير معتمداً على ارتفاع الثغرة t والارتفاع h .ولكن إذا ظلت h ثابتة وظلت النهاية الحرة للبرج فى مجال تدفق أو سريان الهواء المنتظم التوزيع فإن فرق الضغط يقل كلما زادت الثغرة



(شكل رقم ٣)

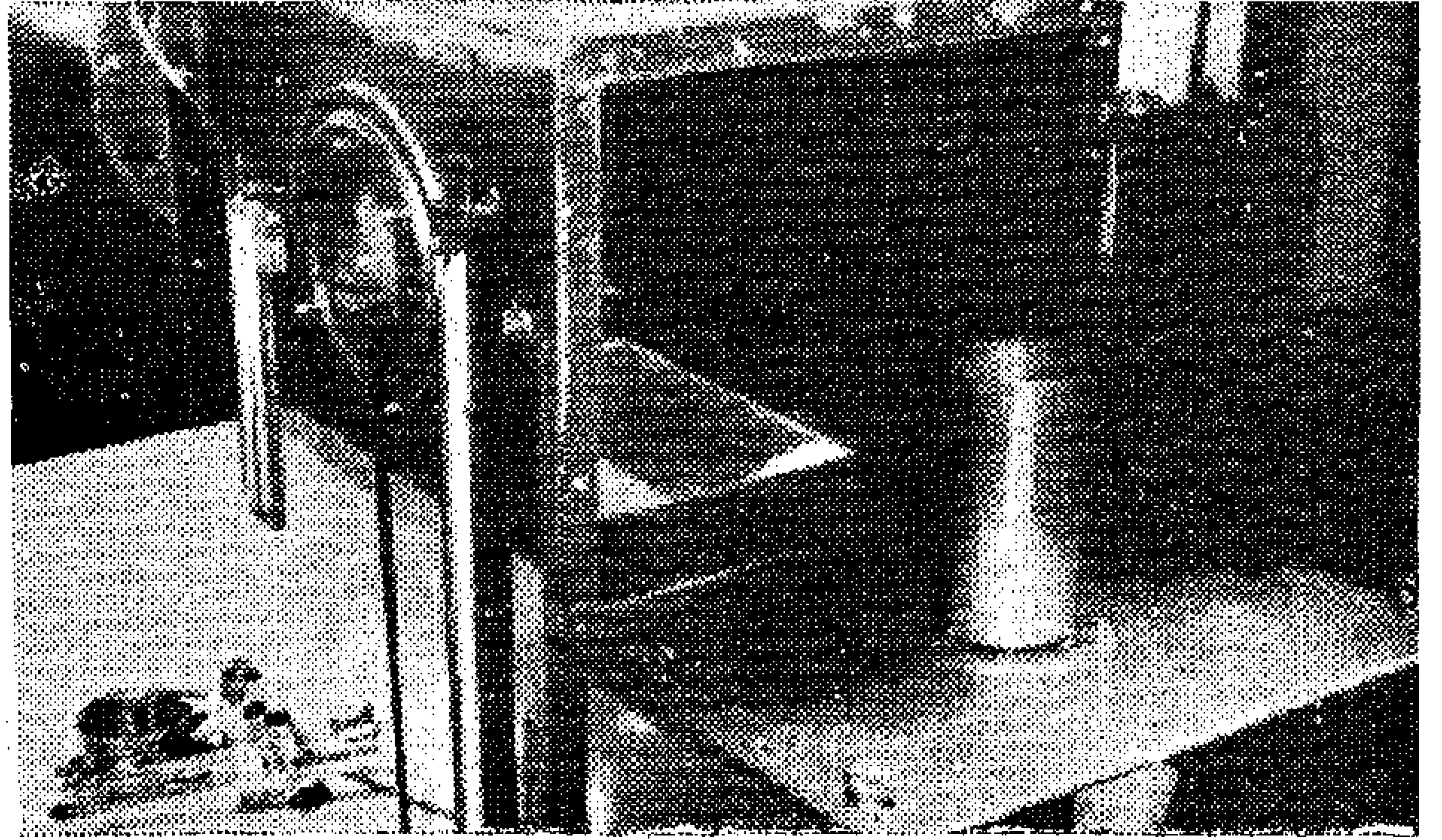
وسيبحث هذا أخيراً فى هذه المقالة مدعماً بالتجارب اللازمة.

وقد تقل سرعة الرياح بمقدار صغير عند الأرض نتيجة لوجود المبانى ولكن من الممكن عملياً التغاضى عن هـذا التأثير لضآلته وبذلك يمكن اعتبار أن السحب العلوى داخل البرج يعتمد فقط على سرعة الرياح عند الحافة العليا الحرة للبرج وعلى المقاومة المعرض لها الهواء عند الدخول خلال الثغرة قرب مستوى الأرض وكذلك على تكوين الحشو داخل البرج .

الدراسة العملية والتجارب على نماذج الابراج :

أجريت التجارب العملية على نموذج صغير لبرج اسطوانى الشكل موضوع فى نهايته مجرى نفق هوائى ذو فتحة مستطيلة أبعادها ٤٠ سم × ٤٧ سم ويمكن تغيير سرعة الهواء من ٩ إلى ٢١ متر / الثانية وذلك بتغيير سرعة إدارة المروحة والموتور الكهربائى المركب عليها الذى يعمل بتيار مستمر وعلى ١١٠ فولت . وقد ركب النموذج وقرصته الدائرية والقاعدة على كراسى مثبتة عند الفتحة المستطيلة المذكورة سابقاً بعيداً عن أى تأثير للجدران كما هو مبين بشكل ٤ .

والنموذج الاسطوانى الشكل مصنوع من الصلب بقطر خارجى ١٠٠ ملم وارتفاع ٢٠٠ ملم وسمك ٣ ملم ومركب



(شكل رقم ٤)

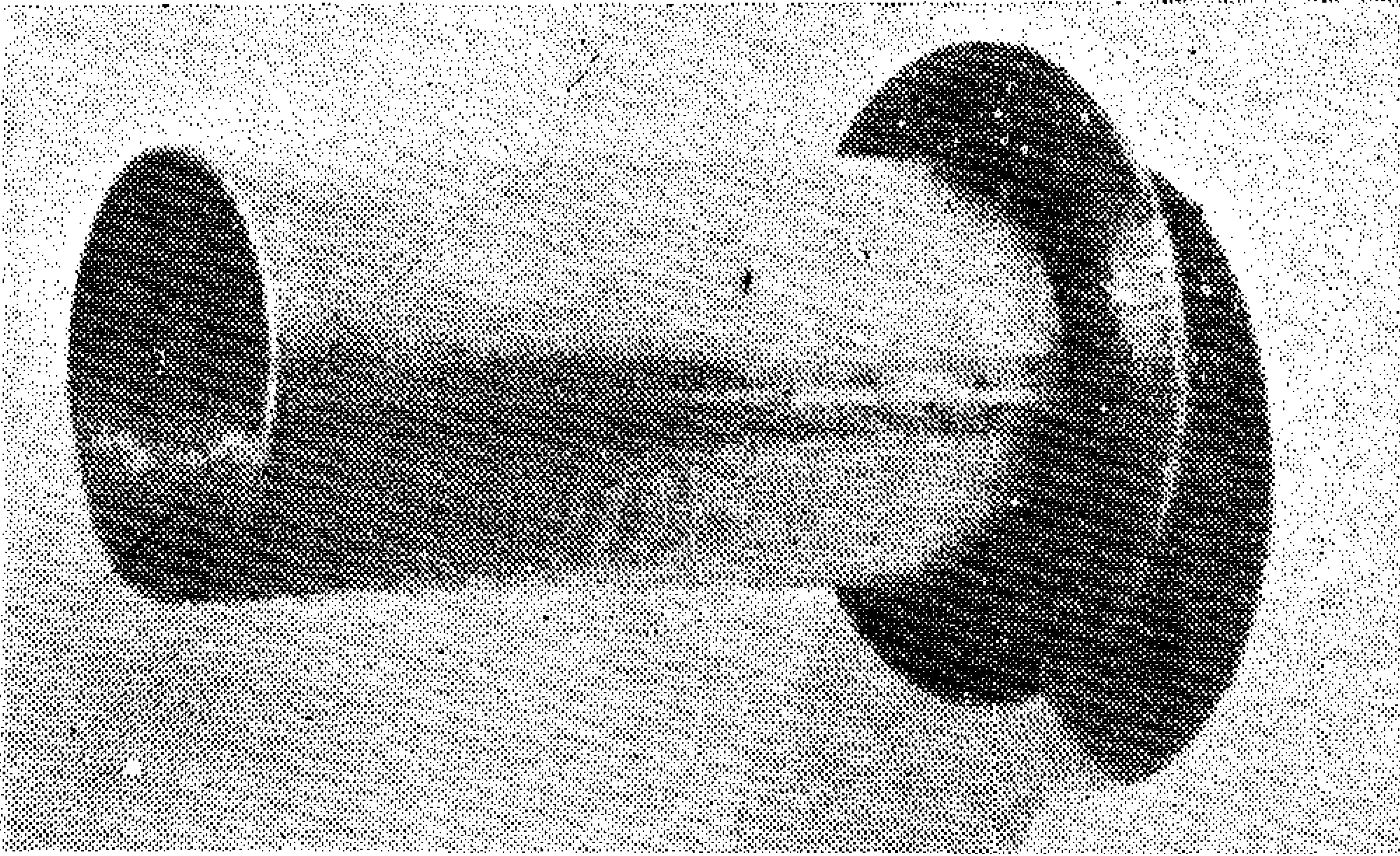
في داخل جدار هذا النموذج ماسورة نحاسية قطرها الخارجي ٢ ملم والداخلي ١ ملم بطول النموذج كله داخل مجرى طولية مربعة فتحت بواسطة ماكينة الفريزة ولحمت بالقصدير وأنهيت في مستوى دوران سطح النموذج الاسطواني من الداخل . وأحد نهايات هذه الماسورة مغلق وأما طرفها الآخر فمتصل بمانومتر قراءة الضغط . ولقد ثقبت الماسورة عند ارتفاعات ٢٥ ، ٧٥ ، ١٢٥ ، ١٧٥ ملم من الحافة السفلى.

وأثناء القياس عند مستوى أحد هذه الثقوب تغلق جميع الثقوب الباقية بواسطة شريط لاصق (السلبتيب) وكذلك يقاس الضغط داخل أو خارج النموذج بغلق أحد جهتي الثقب والقياس من الجهة الأخرى .

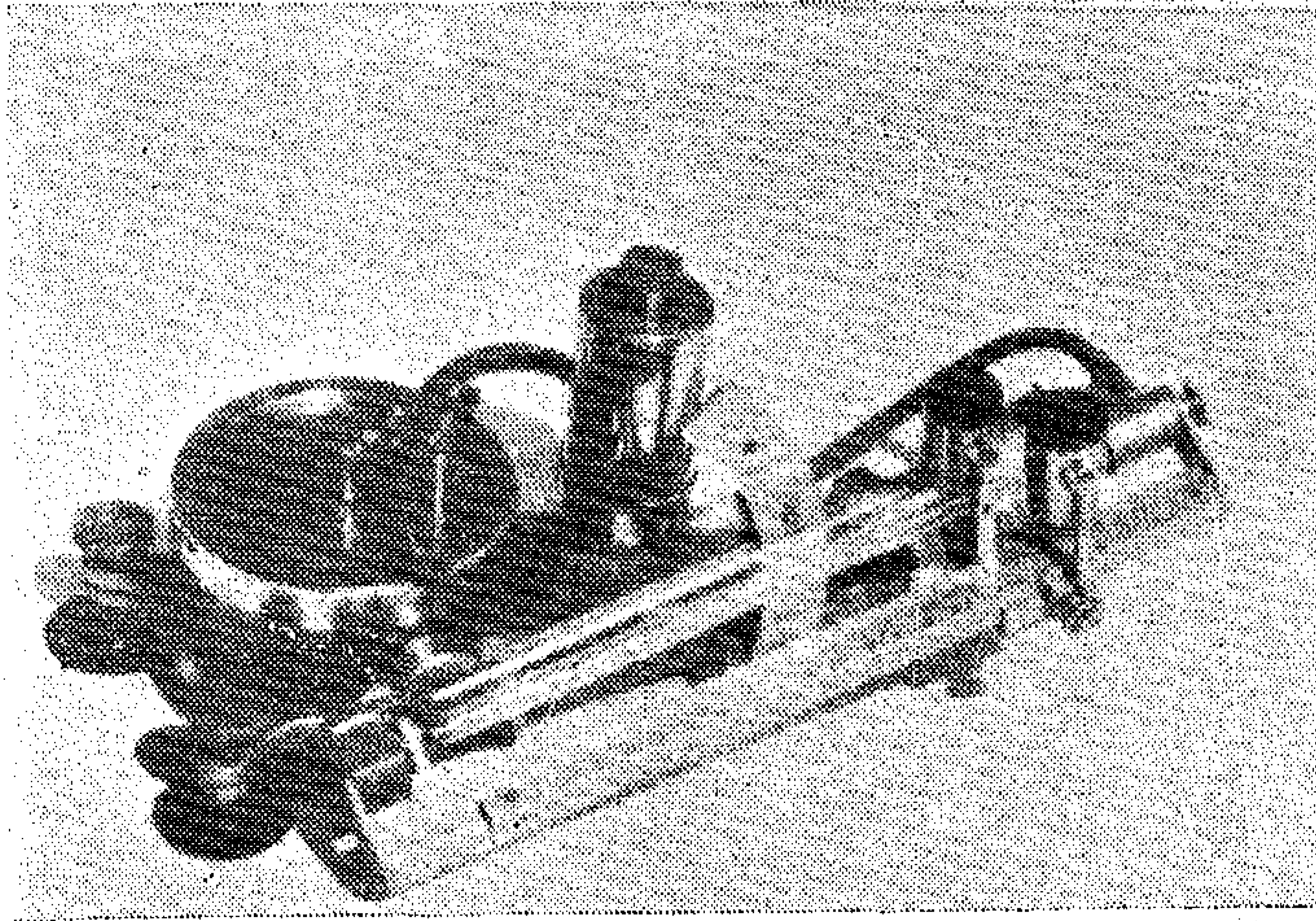
والنموذج مثبت بواسطة ثلاث مسامير على قرصة قطرها ٢٠٠ ملم ذات مجرى ومعشقة على القاعدة بحيث يمكن إدارة هذا القرص مع النموذج يدوياً حول محور الاسطوانة وذلك لتغيير وضع ماسورة قياس الضغط بالنموذج على أي زاوية بالنسبة لاتجاه الهواء بالنفق الهوائي .

وبهذا الترتيب يمكن تحديد الضغط عند أي مستوى وأي زاوية مطلوبة سواء داخل أو خارج النموذج . كما يمكن تغيير ارتفاع الثغرة باستخدام المسامير الثلاثة الموضحة سابقاً وصواميلها كما هو واضح بشكل ٥ .

ويقاس الضغط بمانومتر ضغط دقيق ذو زوايا ميل مختلفة مبين بشكل ٦ ومجهز بورنية ذات عدسة تكبير



(شكل رقم ٥)

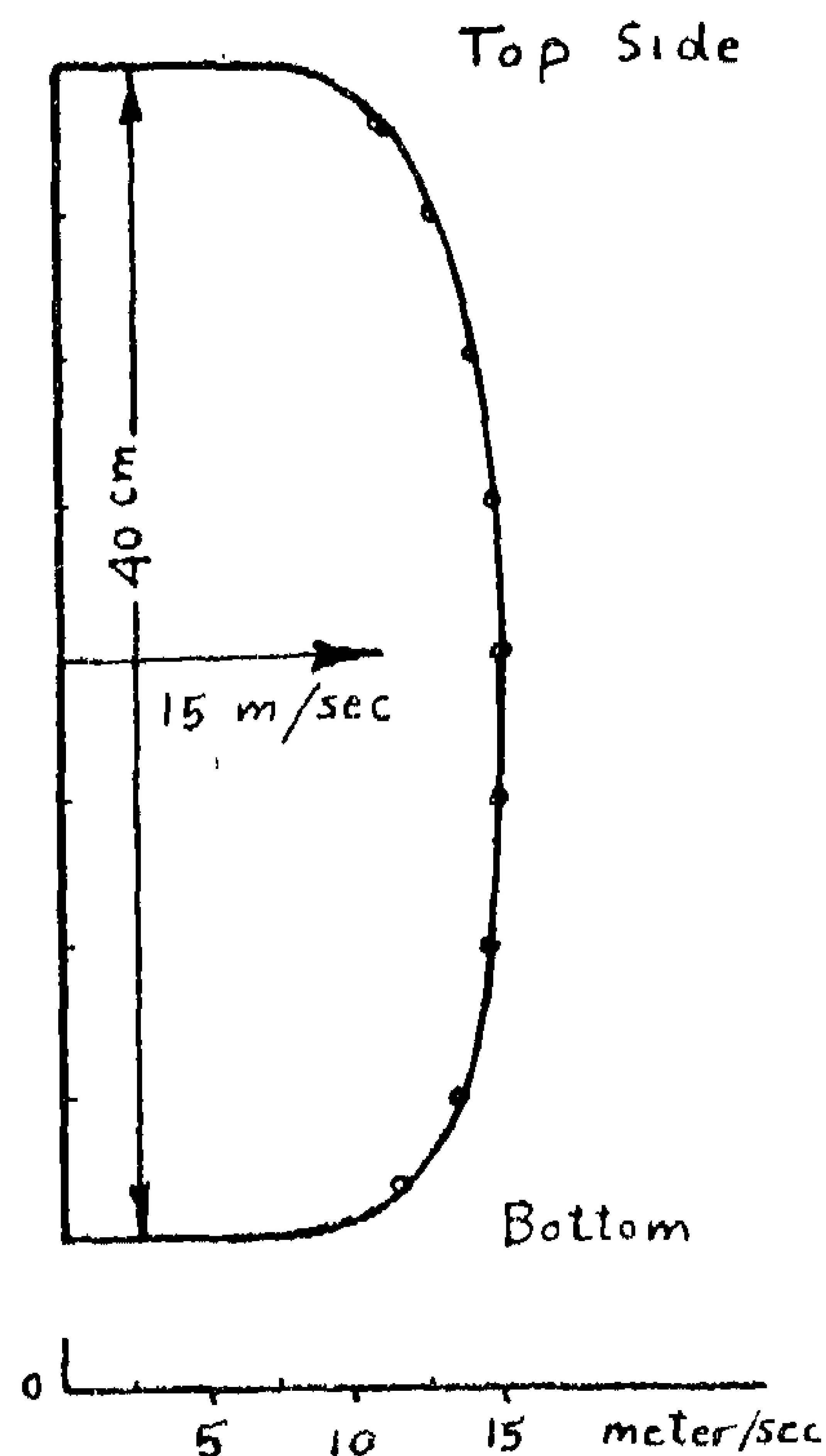


(شكل رقم ٦)

تقيس لغاية $\frac{1}{1000}$ من المللمتر . وهناك ماسورة اختناق لتساعد على إزالة تذبذب الضغط خلال بعض المجالات وقد وجد أنه من المناسب استخدام الكحول في الجهاز بدلا من الماء .

النتائج العلمية :

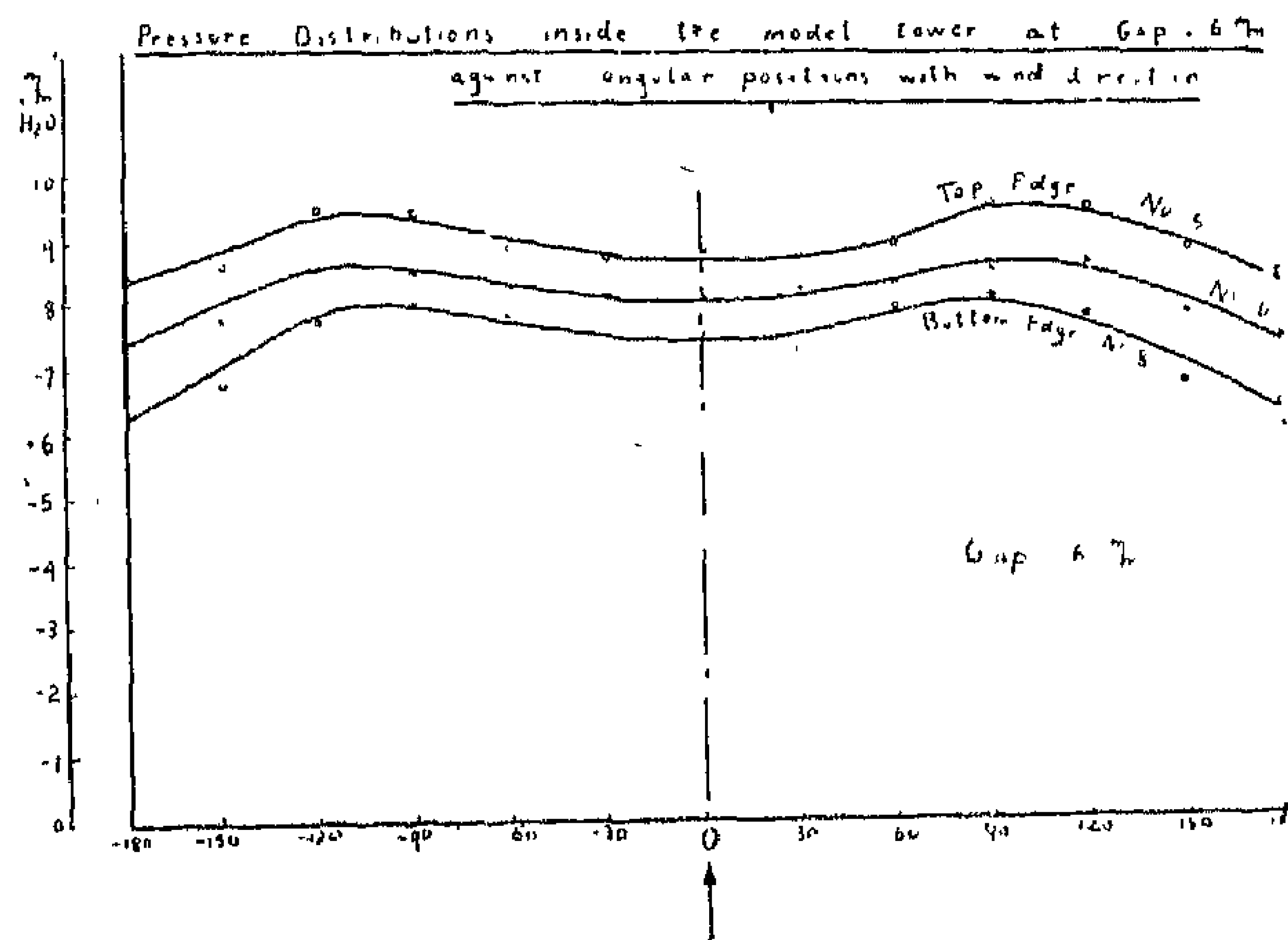
وقد رؤي أن تحدد سرعة الهواء في النفق الهوائي بسرعة واحدة للمروحة خلال جميع التجارب لإمكان المقارنة بين النتائج المختلفة كالموضح في شكل ٧ مقاسة بماسورة البيتوت العيارية المتصلة بجهاز قراءة الضغط الدقيق وعلى أي الأحوال فالمنحنى الناتج يشبه بدرجة كبيرة تغير سرعة الريح الموجود في الطبيعة فوق سطح الأرض .



(شكل رقم ٧)

أما الضغط وتوزيعه خارج وحول الاسطوانة فقد قيس ووقع بالمليمترات ماء وقورن بدافع السرعة عند أحد الثقوب الوسطى قرب نهاية ارتفاع النموذج كما هو مبين بشكل ٨ ويظهر التغير فى الضغط وتوزيعه قرب الحافة العليا والسفلى بصفة رئيسية داخل المجال السالب عند الجانب المواجه لخلف الاسطوانة حيث يقل الدافع السالب .

وتبين التجارب أيضاً أن توزيع الضغط على السطح الخارجى للاسطوانة لا يعتمد على ارتفاع الثغرة وعلى العكس

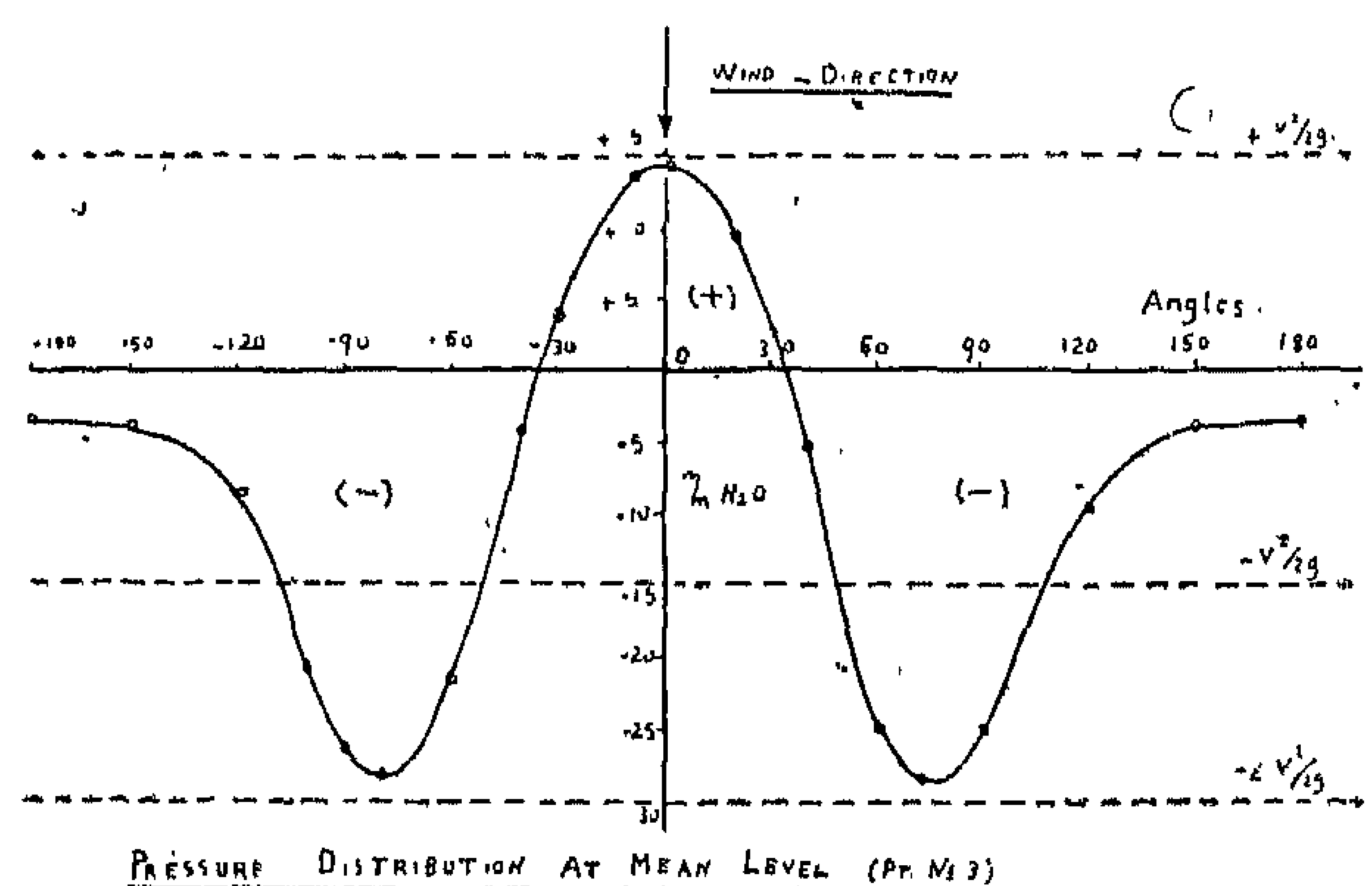


(شكل رقم ٩)

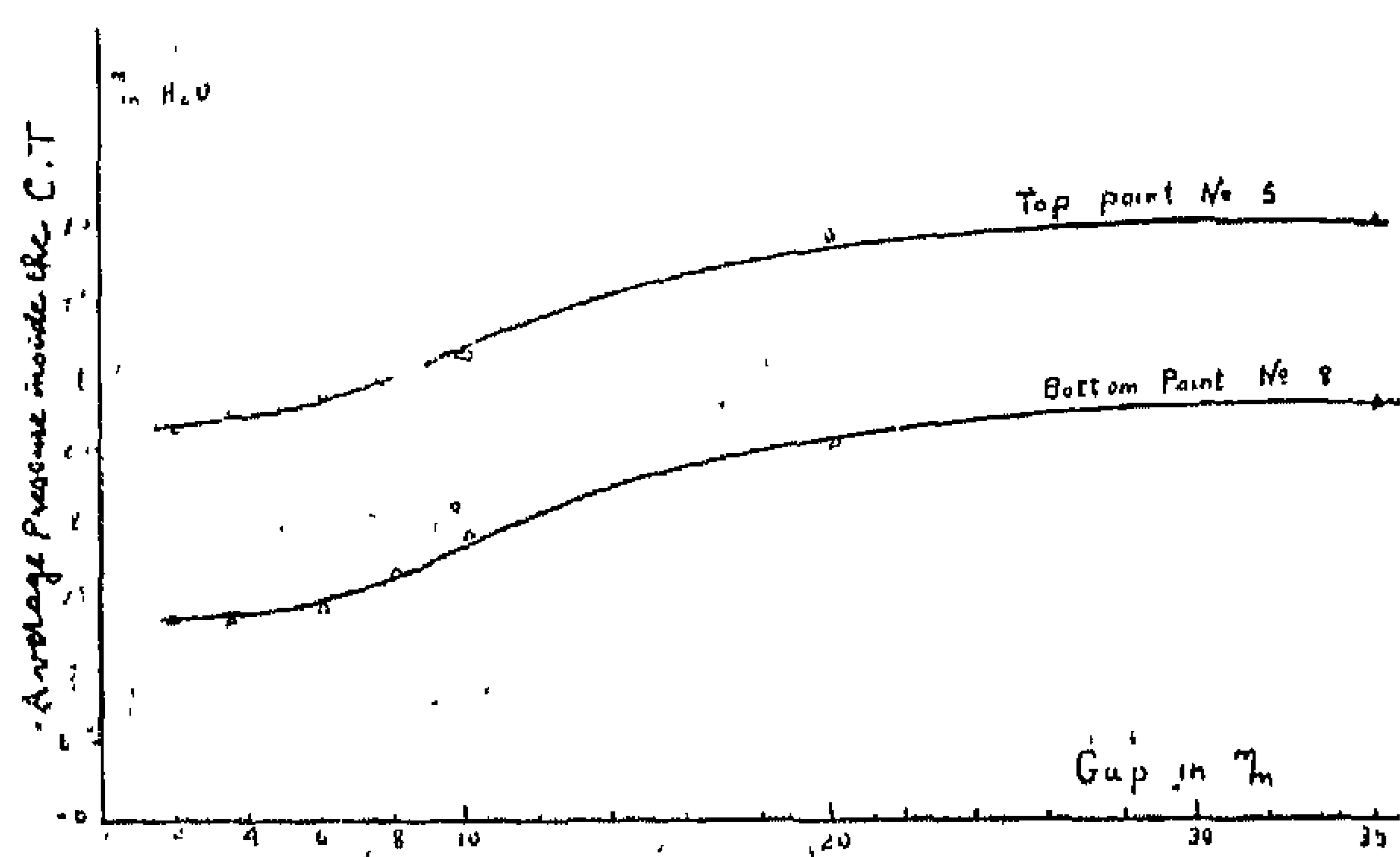
من ذلك تغير الضغط داخل الاسطوانة مع الثغرة والمستوى الذى يقاس عنده .

ويبين شكل ٩ توزيع الضغط مقاسا بالمليمترات ماء داخل نموذج البرج عند ثقوب قريبة من الحافة العليا والسفلى ووسط إرتفاع النموذج (١٢٥ مم من الحافة العليا) . وقد وضح من المنحنيات لثغرة مقدارها ٦ ملليمتر أن الضغوط تكون سالبة دائماً لأوضاع الزوايا المختلفة مع تغييرات طفيفة حتى مع تكبير مقياس الرسم وبذلك يمكن اعتبار الضغط المتوسط لكل ارتفاع للحصول على أساس مناسب للمقارنة.

ثم تكررت التجارب لقياس الضغط وتوزيعه داخل الاسطوانة لمختلف الثغرات ثم استنتاج المتوسط لكل حالة وتوقيعه بالنسبة لأبعاد الثغرات المقابلة كالمبين فى شكل ١٠ وكما ذكر سابقا فإن السحب لأعلا يعتمد على فرق الضغط



(شكل رقم ٨)



(شكل رقم ١٠)

بين الحافتين العليا والسفلى ومن الطبيعى أن يزداد مقدار السحب كلما زاد هذا الفرق فى الضغط . الذى يبلغ قيمته العظمى عند تغيير اتساعها ٦ مم لهذا النموذج .

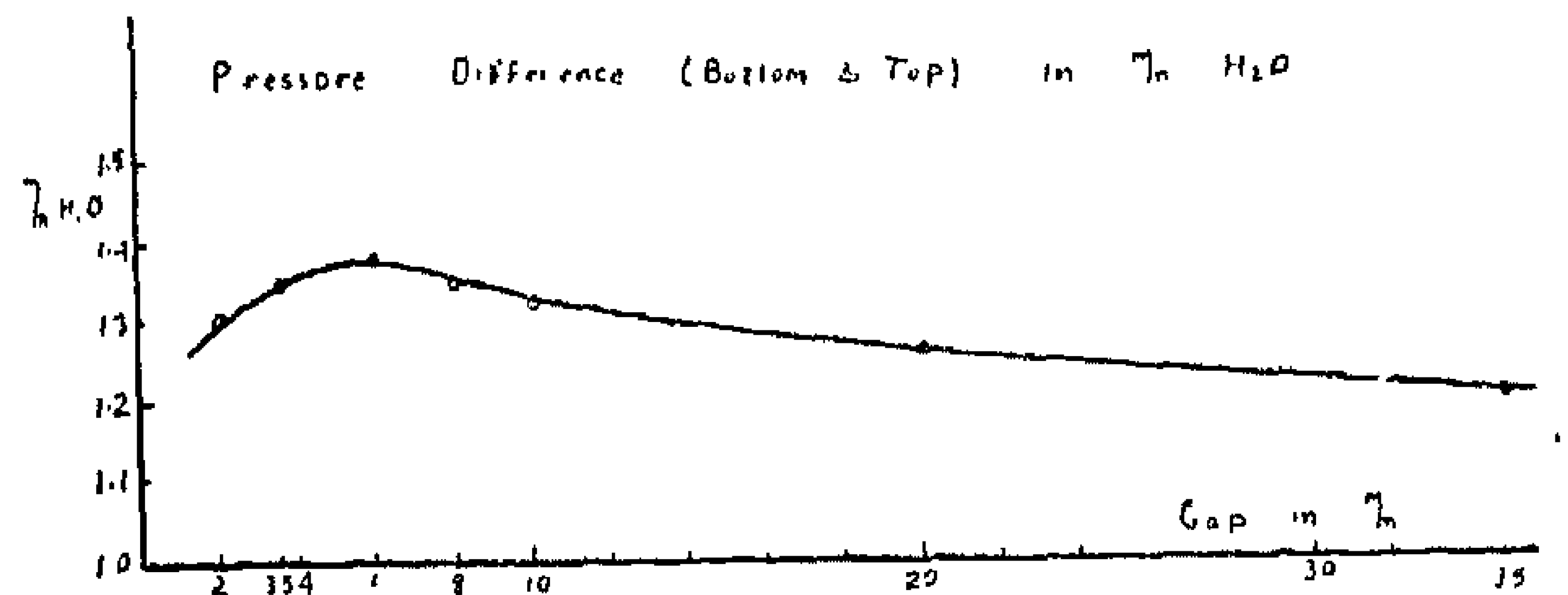
القيمة المتوسطة للسحب :

إذا اعتبرنا التدفق داخل النموذج الاسطوانى لأعلا أدياباتيكيا. فتبعاً لمعادلة برنوللى فان التغير فى الطاقة = ρUdU

حيث U عبارة عن السرعة المتوسطة العمودية على اتجاه الرياح .

و ρ متوسط كثافة الهواء .

وإذا اعتبرنا U_0 عند القاع مقدارها صفر وعمودية على اتجاه الترع فتكون $dp = \frac{\rho U^2}{2g}$ حيث dp هو الفرق فى الضغط بالمليمتر ماء فتكون $U = 3.99 \sqrt{\Delta P}$ بالمتر/الثانية وعند الثغرة التى تعطى أقصى سحب لأعلا الناتجة من التجارب العملية فى شكل ١١ .



(شكل رقم ١١)

dp = ١٫٣٨ ملم ، U = ٤٫٦٨ متر/الثانية

وتكون النسبة المئوية لهواء السحب بالنسبة لسرعة الريح = $\frac{٤٫٦٨}{١٥}$ = ٣١٫٢ ٪ ومن منحنى توزيع سرعة الهواء شكل ٧ يتضح أن :

Va (سرعة الترع عند الحافة السفلى لثغرة ٦ ملم) = ١١ متر/الثانية

Vb (سرعة الترع عند الحافة العليا) = ١٥ متر/الثانية

∴ سرعة الهواء المتولدة كسحب لأعلا

$$U = \sqrt{V^2b - V^2a} = \sqrt{١٥^2 - ١١^2}$$

= ١٠٫٢ متر/الثانية

ويكون معامل الأداء = $\frac{٤٫٦٨}{١٠٫٢}$ = ٠٫٤٥٨

والفقد فى هذا السحب ناتج من المقاومة عند المدخل للثغرة والإحتكاك داخل الاسطوانة . . . الخ .

الاعتبارات النظرية :

الحل النظرى لهـذا النوع من التدفق داخل برج التبريد ليس من السهل حسابه نظراً لطبيعته الديناميكية الهوائية المعقدة . ولإنسياب الهواء فى الاتجاهات الثلاثة ومع كل فقد حاولنا تبسيط المسألة بغرض إيجاد حل سهل للحصول على أحسن ثغرة بالنسبة للأبعاد الأخرى للربط بينها نظرياً وعملياً .

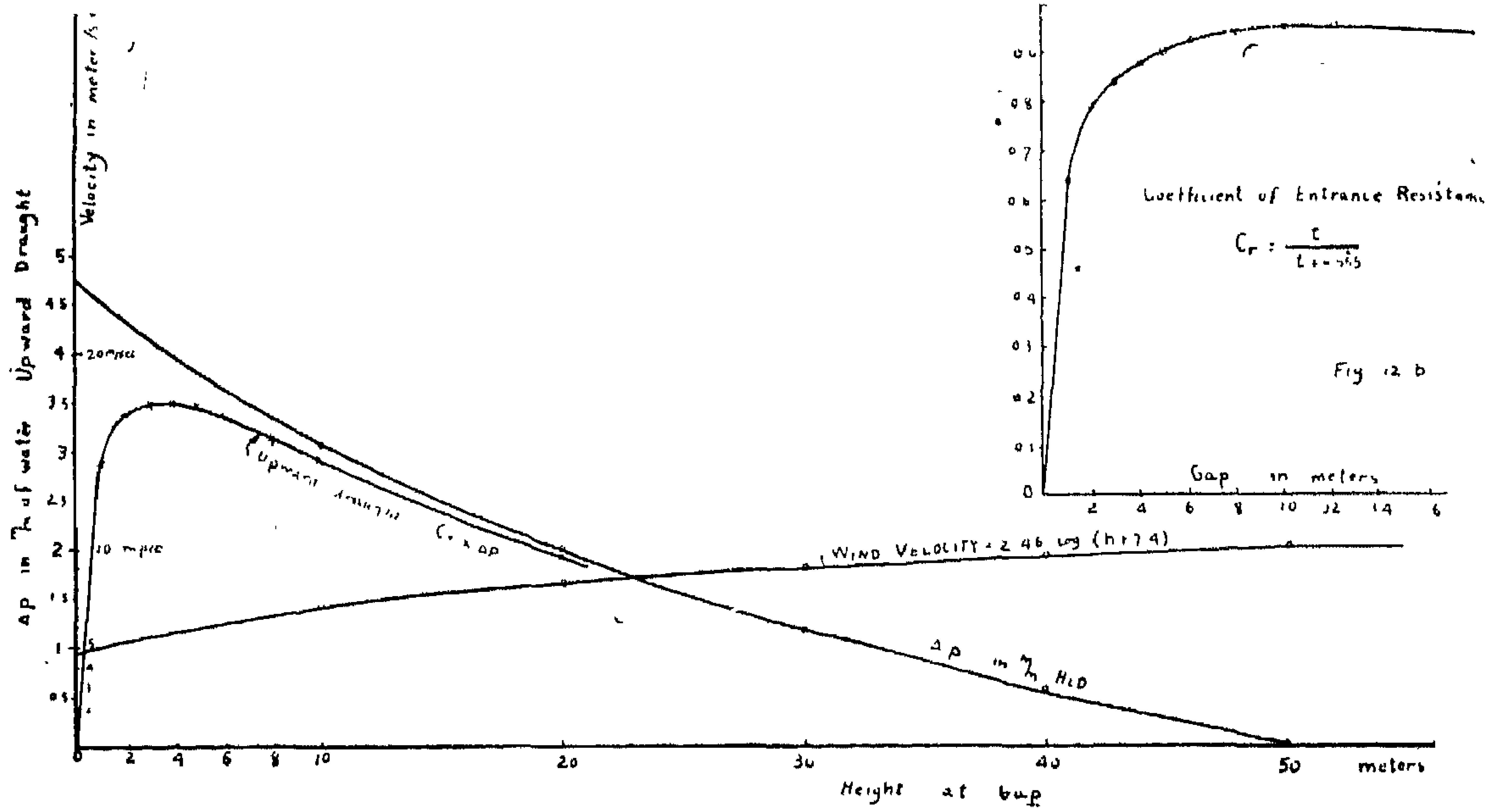
فإذا اعتبرنا حالة برج إرتفاعه ٥٠ متر معرض لرياح موزعة مثلا كما فى الشكل ٣ عند أقصى مدى لها خلال شهر مارس لإيضاح ما سبق .

فتوزيع الريح فـوق سطح الأرض يتبع معادلة لوغاريتمية هى :

$V = a \log (h + c)$ حيث c & a مقادير ثابتة h الارتفاع عن سطح الأرض ومن شكل توزيع السرعة الموضح بشكل 12a يلاحظ أن سرعة الرياح عند ارتفاع ٥٠ متر فما فوق تظل ثابتة تقريبا .

والسحب النظرى عند أى ثغرة = $\frac{V^2}{2g} - \frac{V^2m}{2g}$

حيث Vm هى السرعة القصوى عند الحافة العليا ، V هى السرعة عند أى ثغرة مطلوبة وتبعاً لذلك أمكن استنتاج قيمة السحب لأعلى ΔP بالمليمتر ماء وتوقيعه أمام ارتفاع الثغرة كالموضح فى شكل ١٢ a والذى فيه يتضح أن ΔP = صفر عند ارتفاع ٥٠ متر أو عند ما يكون السحب لأعلا على كلا الحافتين للبرج متزنا .



(شكلى ١٢ أ ، ١٢ ب)

وحيث أن $V = 2.46 \log (h + 7.4)$ متر/الثانية

ارتفاع الثغرة t =	متر/الثانية V	V^2	$\triangle V^2$	فان ملم ماء $\triangle P$
0	4.9	24	75	4.71
10	7.1	50.2	48.2	3.05
20	8.2	67	32	2
30	8.95	80	19	1.18
40	9.5	90	9	0.56
50	9.95	99	0	0

ومن الطبيعى أن يتأثر السحب بالمقاومة عند مدخل الثغرة ويبلغ مقداره صفر عند ما يكون ارتفاع الثغرة t = صفر ثم تزداد قيمة السحب بسرعة بزيادة t تبعاً لعامل محدد يتحكم فى مقاومة المدخل . ومن ثم فالسحب النظرى يحتاج لضربه فى هـذا المعامل حتى يكون قريباً من قيمته الحقيقية وطبيعى أن هناك مقاومات أخرى للتدفق الرأسى كالحشو والإحتكاك . . . الخ .

ولـكن من الممكن اعتبارها ذات تأثير ثابت على التدفق وتدخلها قليل فى اختبار الثغرة المثالية المطلوبة . ولـكن المقاومة عند المدخل عند قاع الثغرة تتغير كثيراً بالتغير فى مقدار الثغرة بطريقة ما بحيث أن معامل المقاومة يبدأ من الصفر عند عدم وجود ثغرة ثم يرتفع سريعاً لغاية ثغرة معينة حيث يصير بعدها مقاربا للواحد الصحيح نظراً لـكفاية ممر الثغرة وانخفاض المقاومة .

ويمكن تحديد معامل مقاومة المدخل عملياً بالتجارب على نموذج لأى برج تبريد حيث يعتمد على طبيعة ممر المدخل ونعومة السطح وسرعة التدفق وعرض الثغرة . . الخ ومع كل ربما يكون من الممكن على سبيل المحاولة فرض معادلة لهذا المعامل مماثلا لعامل الأداء الحقيقى وتحقيقها بمعادلة قطع زائدية حيث : $C_r = \frac{t}{t + b}$

حيث أن C_r معامل مقاومة المدخل

t عرض الثغرة

b مقدار ثابت

ولإيجاد قيمة للمقدار الثابت b نفرض لحالة تكون قيمة C_r عالية ومساوية ٩ر مثلا عند ثغرة كبيرة نسبياً مقدارها ٥ أمتار وبذلك يكون الثابت b = ٥٥٥ر٠

ويبين الشكل ١٢ b تغير قيمة C_r مع ارتفاع الثغرة بالنسبة للحالة التى نحن بصددها أما الحالات الأخرى فيمكن اعتبارها قيم أكبر أو أصغر حسب ظروف التشغيل .

وبذلك تكون القيمة النظرية للسحب :

$$\triangle P = \frac{Vm^2}{2g} - \frac{V^2}{2g}$$

ولكن $v = a \log (t + c)$ حيث t مقدار الثغرة عند الارتفاع المطلوب لذلك يكون نظريا

$$\triangle P = \frac{Vm^2}{2g} - \frac{a^2}{2g} \log^2 (t + c)$$

والسحب الحقيقى لأعلى

$$\triangle P \times C_r = \triangle P \times \frac{t}{t + b}$$

$$\triangle P = \frac{Vm^2}{2g} \times \frac{t}{t + b} - \frac{a2}{2g} \frac{t}{t + b} \log^2 (t + c)$$

والمتغيرات فى هذه المعادلة

هى P & t ولأقصى سحب لأعلى يكون $\frac{d P}{dt} = 0$

$$\frac{V^2_m}{2g} \times \frac{t + b - t}{(t + b)^2} = \frac{a^2}{2g}$$

$$\frac{(t + b)\left[\frac{d}{dt} t. \log^2 (t + c) - t \log^2 (t + c)\right]}{(t + b)^2}$$

$$\frac{V^2m\ b}{a^2} = (t + b) \left[2t \frac{\log (t + b)}{(t + c)} + \log^2 (t + c) \right] - t \log^2 (t + c)$$

$$= 2t^2 \frac{\log (t + c)}{t + c} + t \log^2 (t + c) + zbt \frac{\log (t + c)}{(t + c)} + b \log^2 (t + c) - t \log (t + c)$$

$$\therefore V^2m \frac{b}{a^2} = 2t \frac{t + b}{t + c} \log (t + c) + b \log^2 (t + c)$$

وهذا يعطى حالة الثغرة لأقصى سحب طبيعى لأعلى .

وبالتعويض بقيمة V_m^2 9.95 متر/الثانية ، a = 2.46 ، b = 0.555 ، C = 7.4 ينتج أن t = 3.4 متر لبرج إرتفاعه ٥٠ متر وسرعة رياح قصوى ٩٫٩٥ متر/الثانية .

وشكل ١٢ a يبين كيفية تأثير مقاومة المدخل على السحب عند الثغرات الصغيرة حتى تصل أقصى حد عند أحسن ثغرة .

قطر برج التبريد :

بمعرفة أبعاد الثغرة والسرعة قبل المدخل يمكن معرفة القطر المناسب لبرج التبريد إذا اعتبرنا أن الهواء الداخل للبرج خلال الثغرة يستمر فى مروره كسحب طبيعى لأعلى بالسرعة المتوسطة المحسوبة بعد أن تدخل فى الاعتبار عوامل الإحتكاك ومقاومة الحشو والتسرب .

ونظراً لأن السحب الطبيعى المتولد فى الاتجاه الرأسى لأعلى يبدأ بقيمة صغيرة (نظرياً = صفر) عند القاع ويصل لنهاية عظمى عند القمة بعد إكتسابه عجلة تزايد فإن مساحة المقطع عند القمة يجب أن تكون أقل من المساحة المتوسطة المحسوبة وتكون المساحة عند القاع أكبر من هذا المتوسط . ويجب أن يتغير شكل المدخل تدريجياً لتسهيل عملية التحويل من الاتجاه الأفقى إلى الاتجاه الرأسى .

وإذا ما اختيرت ثغرة بارتفاع أكبر من القيمة القصوى فسوف يقل مقدار السحب وهذا معناه أنه لنفس ارتفاع البرج تحتاج إلى قطر أكبر . كما أن نسبة من الهواء ستهرب أفقيا بإختراق البرج خلال الثغرة دون أن تتجه رأسيا إلى أعلى . أما فى الحالة التى تكون فيها الثغرة صغيرة جداً فإن التدفق خلالها سيتعرض للخنق وبالتالى لانخفاض قيمته . وقد يرغم المصممون أحيانا على تركيب أبراج التبريد فى وسط المدن بين مبانى المصانع والمنازل . وفى هـــذه الحالة يجب أن تكون هذه الأبراج أعلى من أى مبنى فى المساحة المحيطة كلها بحيث يتعرض أعلى البرج للهـــواء الحر ذو السرعة العالية .

ونتيجة للتحليل السابق تكون قيمة الثغرة القصوى للبرج فى هذه الحالة أكبر ولكن يصبح السحب أشـد .

العوامل التى تحدد أو تؤثر على شكل أبراج التبريد :

تصنع غالبا أبراج التبريد الكبيرة من النوع ذو المداخن من الخرسانة المسلحة فى جميع أشكالها مثل الاسطوانى أو المخروطى أو القطع الدائرى .

ومع أن الأبراج ذات المقطع الدائرى تكون أكثر

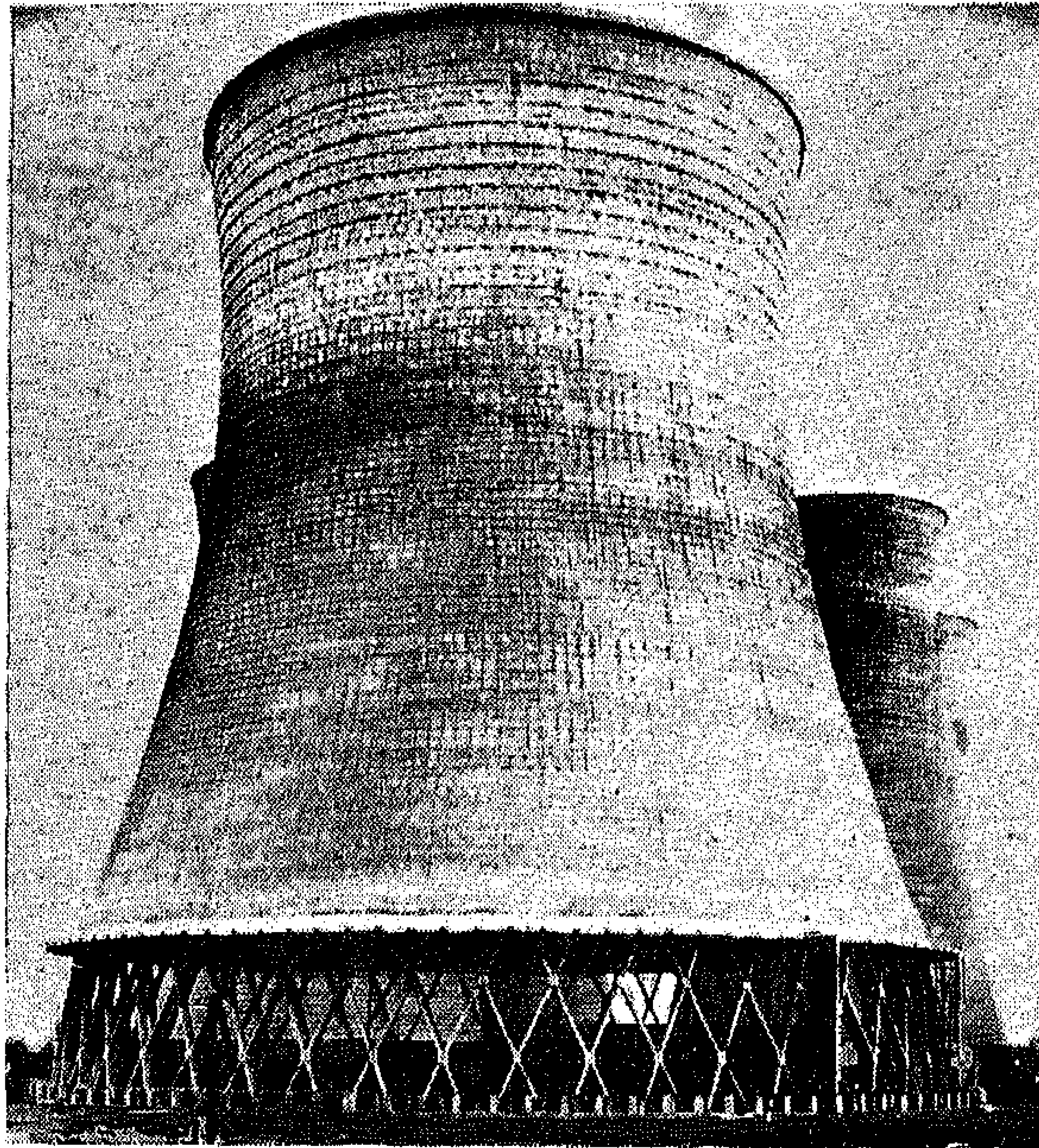
مناسبة للرياح المتغيرة الاتجاه إلا أنه يوجد بعض أبراج التبريد المستطيلة وتعمل بحالة مرضية . ومن وجهة نظر الديناميكا الهوائية فإن المخروطى والقطع زائدى يعتبران أحسن من الاسطوانى للاسباب الآتية :—

١ — دخول الهواء وتغيره إلى الاتجاه الرأسى يتم تدريجيا وبمرونة أكبر .
٢ — الانفصال خلف مسار التدفق للبرج يقل كثيراً.
٣ — مساحة المقطع عند القاع وكبرها نسبياً يسمح بارتفاع ثغرة أقل لنفس مساحة المدخل وكذلك مقاومة أقل .
٤ — كبر مساحة المقطع عند القاع تسمح باستخدام حشو أكبر وبالتالى زيادة المساحة المبللة .
٥ — الزيادة فى سرعة الهواء المسحوب لأعلى البرج يحتاج لاستخدام مساحة مقطع كبيرة عند القاع وصغيرة عند القمة مع تغيير تدريجى بينهما .

فاذا اخترنا النوع الاسطوانى لسهولة إنشائه فانه يلزم إقامة شدات مائلة وعوارض حول مدخل الثغرة المساعدة فى التحول التدريجى فى اتجاه التدفق عند المدخل . وبالتالى ستعمل الثغرة أكبر نسبيا بالمقارنة .

ولا زال البرج ذوالقطع الزائدىالشكل أحسن من الوجهة الديناميكية للهواء من المخروطى حيث أنه يوجه الهواء برفق إلى محور البرج الرأسى وحافته العليا تميل لإنتاج سحب لأعلى قويا نوعا ما عند الخطوط المستقيمة المائلة للمخروطى الشكل.

وزيادة مساحة القطع تسمح أيضاً للماء العالق بالهواء الصاعد من البرج بالسقوط ثانية داخل البرج وبالتالى قلة المفقود منها مع الهواء . هذا بالاضافة إلى أن النقطة المهمة هى إزالة إجهادات القص وسهولة إستخدام العوارض المستقيمة عند إنشائه .



معادلة جديدة لتصميم المصارف المغطاة

مستنتجة باستخدام النظريات الهيدروديناميكية

للدكتور المهندس سعد الدين الحنفي

مقـــدمة :

الوضع الطبيعى لغالبية الأراضى الزراعية فى العالم أن تكون طبقاتها السطحية مشبعة بالمياه إلى المعدل الذى يعوق نمو جذور النبات ويمنع التفاعلات الكيمائية اللازمة من الحدوث . وسبب تشبع هذه الطبقات بالمياه إما نتيجة لارتفاع مناسيب المياه الجوفية إليها ، أو لعدم قدرة الأراضى إلى تصريف مياه الرى الزائدة بالطرق الطبيعية حيث تختزن وتتراكم فى منطقة نمو جذور النبات ، لذلك كان لزاماً أن تزود هذه الأراضى الزراعية بعمليات الصرف الصناعى التى يمكن بواسطتها تخليص الأرض من حالة التشبع الكامل حيث (نسبة الرطوبة ١٠٠٪) والتى يتوقف معها نهائياً نمو الجذور والوصول بالرطوبة الأرضية إلى نسبة تتراوح بين (٥٠٪ إلى ٣٠٪) بما يتناسب مع طبيعة الأرض ونوع النبات . وتتم عملية صرف المياه الزائدة من الأرض إما طبيعياً أو صناعياً .

الصرف الطبيعى :

من النادر وجود مثل هذا النوع من الصرف حيث يلزم أن تكون مناسيب المياه الجوفية الطبيعية على أعماق بعيدة من السطح فضلا عن وجود حركة طولية لهذه المياه نحو أى مصب . هذا إلى جانب أن يكون كامل القطاع الأرضى كبير النفاذية حتى يمكن تخليص طبقات السطح من المياه الزائدة أول بأول .

الصرف الصناعى :

يعتمد أساساً على شقين :

(ا) المصارف العمومية وتكون مكشوفة ومهمتها تجميع المياه من شبكات المصارف الموجودة داخل الحقل .

(ب) المصارف الحقلية وهى أساس عملية الصرف الصناعى وتكون إما مكشوفة أو مغطاة وتنشأ داخل الحقل ومهمتها توصيل مياه الصرف إلى المصارف العمومية (الرئيسية والفرعية) والتى توصلها بدورها إلى المصب (البحر أو النهر) ومن الثابت أن المصارف المغطاة تعتبر أنسب طرق الصرف الحقلى فى بلد كمصر نظراً لصغر الرقعة المزروعة بالنسبة إلى عدد السكان المتزايد ، ولقد أثبتت المناطق التى نفذ فيها نظام الصرف المغطى فى مصر مزايا هذا النوع من الصرف وصلاحيته ، ولقد استردت هذه المناطق خصوبة أرضها وجودتها وقدرتها على الإنتاجية المرتفعة من المحاصيل ، بعد أن كانت قد تدهورت من جراء ارتفاع مناسيب المياه فى منطقة نمو جذور النبات الأمر الذى دعى إلى تقرير تعميم هذا النظام من الصرف فى غالبية الرقعة المنزرعة فى الوجهين القبلى والبحرى .

ولن أتعرض فى هذا البحث إلى مناقشة مزايا الصرف المغطى ولكنى سأعالج فيه العقبة التى تعترض المهندسين عند تصميم شبكات الصرف المغطى . فقد لوحظ أنه لا يوجد معادلات تصميمية تعتمد على أسس علمية سليمة ذات نتائج عملية معقولة يمكن تطبيقها بسهولة واستخدامها فى تحديد المسافات والأعماق التى توضع عندها المصارف المغطاة .

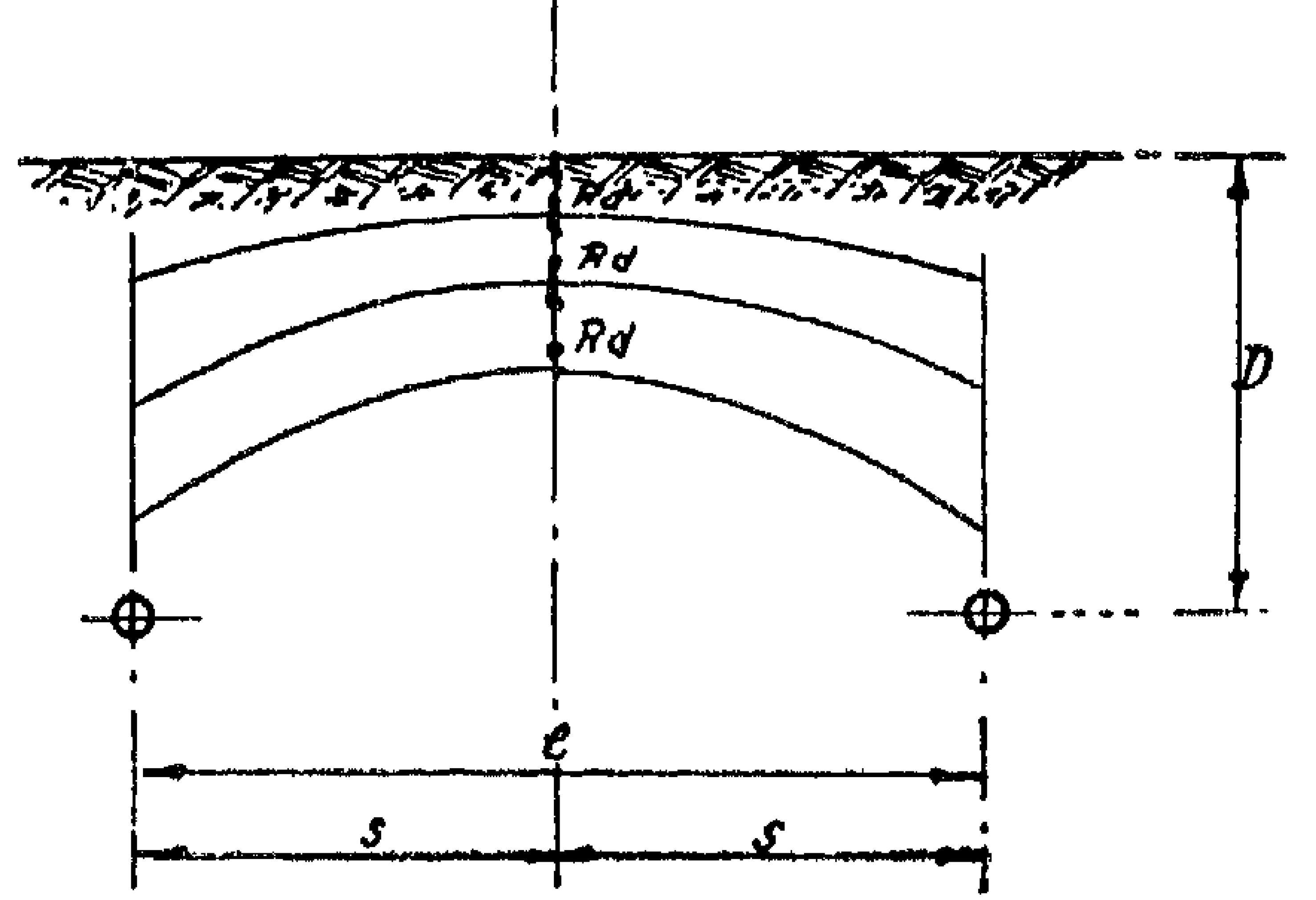
وباستعراض سريع للمعادلات الحاليـــة الموجودة يتضح الآتى :

١ ـ المعادلات التى تعتمد فى اشتقاقها على الخبـــرة والتطبيق العملى :

لا يجوز الاعتماد على هذه المعادلات وتعميمها بصفة عامة إذ أنها قد استنتجت من واقع بيانات تخص مناطق خاصة

وطبيعة محدودة وأمثلة هـذه المعادلات معادلة (نيل)

$$D. = \frac{17.5}{(M_o)\ 0.5} \qquad 1 = \frac{12.000}{(M_o)^{1.6}\ (R_d^{1.43}}$$



شكل ١ *NOTATIONS FOR NEAL'S FORMULA.*

حيث M_o = متوسط المعامل الرطوبي إلى العمق D (average moisture equivalent)

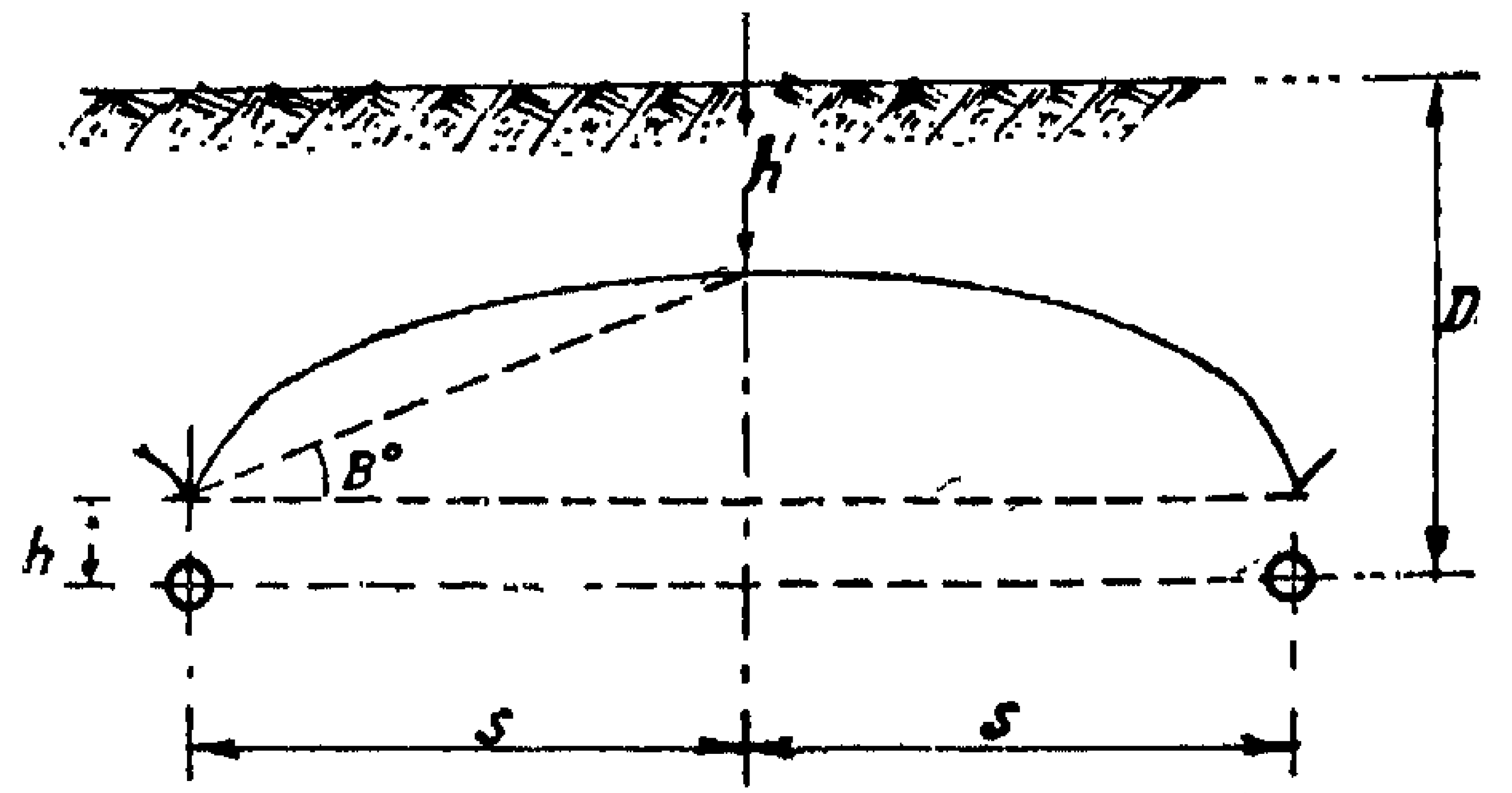
R_d = متوسط انخفاض سطح المياه الجوفية في منتصف المسافة بين مصرفين بالقدم في اليوم .

٢ ـ المعادلات التي تعتمد في استنتاجها على النظريات الهندسية الجوية :

هذه المعادلات أهملت الشكل الحقيقي لسطح المياه فوق المصارف ، كما أهملت كذلك جميع نظريات حركة المياه نحو المصارف مما جعلها بعيدة عن الواقع فلا يمكن الاعتماد عليها .

وأمثلة هذه المعادلات (شكل٢) معادلة (Saint Venant) .

$$2\ S = \frac{2\ (D - h' - h)}{\tan B}$$



شكل ٢ *NOTATIONS FOR THE APPROXIMATE FORMULA OF SAINT VENANT.*

$\tan B$ = الميل المتوسط لسطح المياه

مثــال

نفرض أن الأراضي طينية حيث

$D = 1.25$ m $\quad h = .25$ m. $\quad h' = .50$ m

$\tan B = \%\ 15$

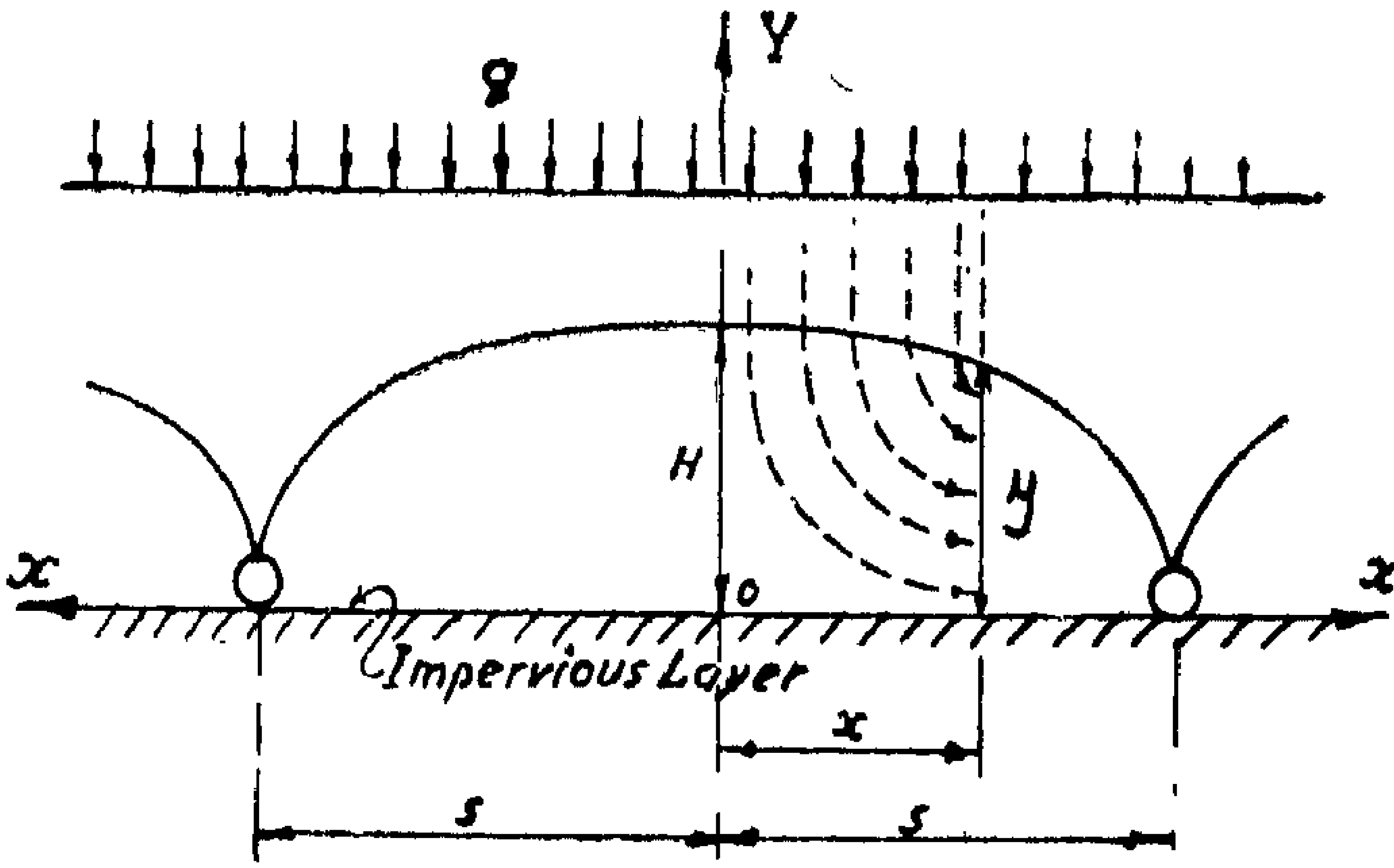
$$2\ S = \frac{2\ (1.25 - .50 - .25)}{.15} = \simeq 6.5 \text{ in.}$$

وهذه نتيجة غير عملية ولا يمكن تطبيقها لأنها غير اقتصادية .

٣ ـ المعادلات الاشتقاقية البسيطة التي تعتمد عـلى معادلة دارسي :

أهم هذه المعادلات « معادلة كوزيني » (شكل ٣) Kozney's Formula

$$2\ S = 2\ H \sqrt{\frac{K}{q}}$$



شكل ٣ *NOTATION FOR KOZNEY'S FORMULA.*

k = معـامل النفاذية متر / الثانيـة (Coefficient of Permeability)

q = كمية المياه الداخلة إلى المصرف متر ٣ في الثانية (Rate of infiltration) عند استنتاج هـذه المعادلة لم يراعى حقيقة سطح المياه فوق المصارف ولا كيفية دخول المياه فيها . إلى جانب اعتبار أن المصارف موضوعة فوق سطح غير منفذ للمياه (Impervious stratum) لذلك جاءت معادلة كوزيني بنتائج بعيدة عن الحقيقة والتطبيق العملي .

مثــال

بفرض طبيعة الأرض المصرية الطينية .

H = 1.00 m   K= 10^{-4} m/sec

$$q = \frac{1}{10} \text{ lit/min}$$

بتطبيق معادلة كوزينى

$\therefore$ 2 S = 1.6 m

وهذه نتيجة غير عملية إطلاقاً .

شكل ٤ NOTATION FOR DONNAN'S FORMULA.

٤ ـ معادلة Donnan **ومعادلة** Israelson **بفرض مجال لحركة المياه تحت المصارف :**

نظراً للنتائج الغير عملية التى أعطتها معادلة كوزينى اتجهت الأنظار إلى فرض مجال لحركة المياه تحت المصارف بغية زيادة المسافة 1 الناتجة. وقام جدال كبير حول عمق هذا المجال ومداه وتضاربت الفروض ولم يستقر حق الرأى حول شكل هذا المجال وعمقه وكيفية تحديده .

وأهم معادلات هذا النوع : —

أ ـ معـادلة Donnan **شكل (٤)**

$$l^2 = \frac{4K}{q}(b^2 - a^2)$$

مثــال

نفرض أن H = .50 m , a = 2 ms

أولا :

$\therefore \quad (b^2 - a^2) = (2.5)^2 - (2.00)^2 = 2.25$

فإذا ثبتنا قيمة كل من K, q, D, h' H

وفرضنا قيمة a= 10.00 ms

ثانياً :

$\therefore \quad (b^2 - a^2) = (10.5)^2 - (10.0)^2 = 10.25$

وهذا يعنى أن المسافات بين المصاريف تكون (4.5) أربعة أضعاف ونصف من قيمة أولا وهكذا فإن قانون Donnan يصبح غير ذى موضوع فى التطبيقات التنفيذية .

ب ـ معادلة Jsraelsen **شكل (٥)**

$$q = \frac{\pi K (H - h)}{2.303 \log_{10} (s/r)}$$

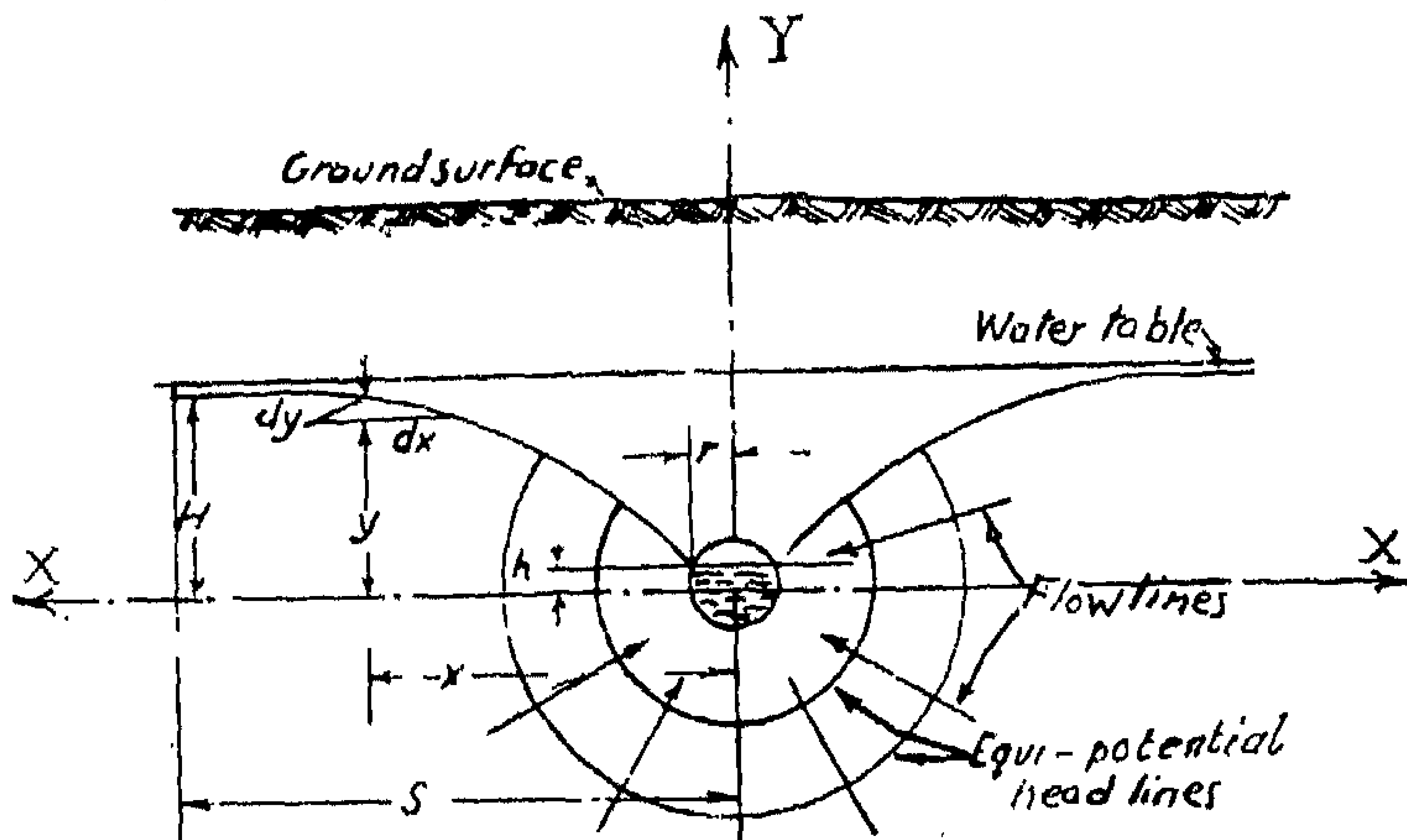
r = نصف قطر المصرف المغطى .

H = العمق الهيدروليكى فوق محور المصرف.

ومما يلاحظ أن مجال حركة المياه فوق وأسفل المصرف فرض دائرياً .

مثــال

باستعمال نفس الفروض التى استخدمت فى كوزينى نجد أن :



شكل ٥ ASSUMPTIONS AND NOTATION FOR ISRAELSEN FORMULA FOR DEEP SOILS.

$\log_{10}$ (s/r) = 0.779

$\therefore \frac{s}{r} = 6.0117 \quad \therefore S = 60$ cm

$\therefore$ l = 1.20 m

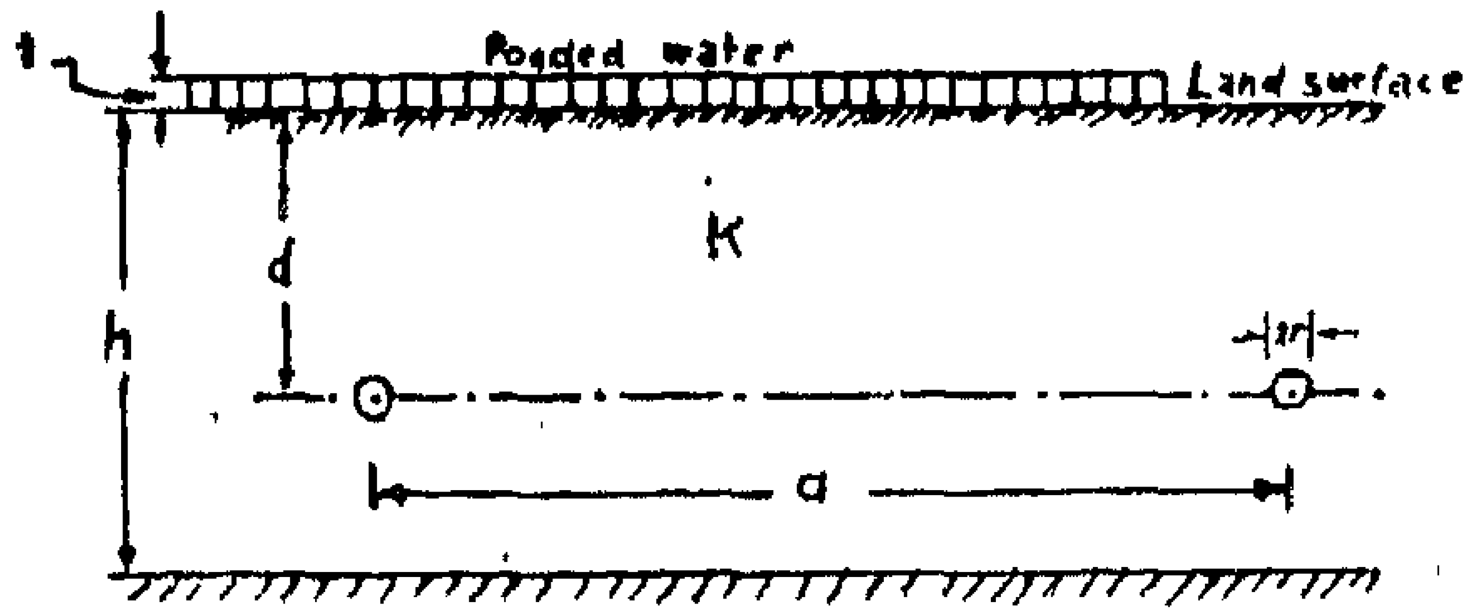
واضح أن هذه النتيجة أقل في القيمة من نتائج تطبيق معادلة كوزيني مما يجعل معادلة Israelsen مستبعدة ولا يجوز استخدامها .

٥ ــ استخدام النظريات الهيدروديناميكية :

تعتبر النظريات الهيدروديناميكية هي أنسب أسلوب لمعالجة مشكلة حركة المياه الجوفية (مياه الصرف) نحو المصارف المغطاة ، وأول من استخدم هذه النظريات لاستنتاج معادلات تصميم المصارف هو الدكتور كركهام . D. Kirkham

أ ــ معادلة الدكتور كركهام Kirkham's formula

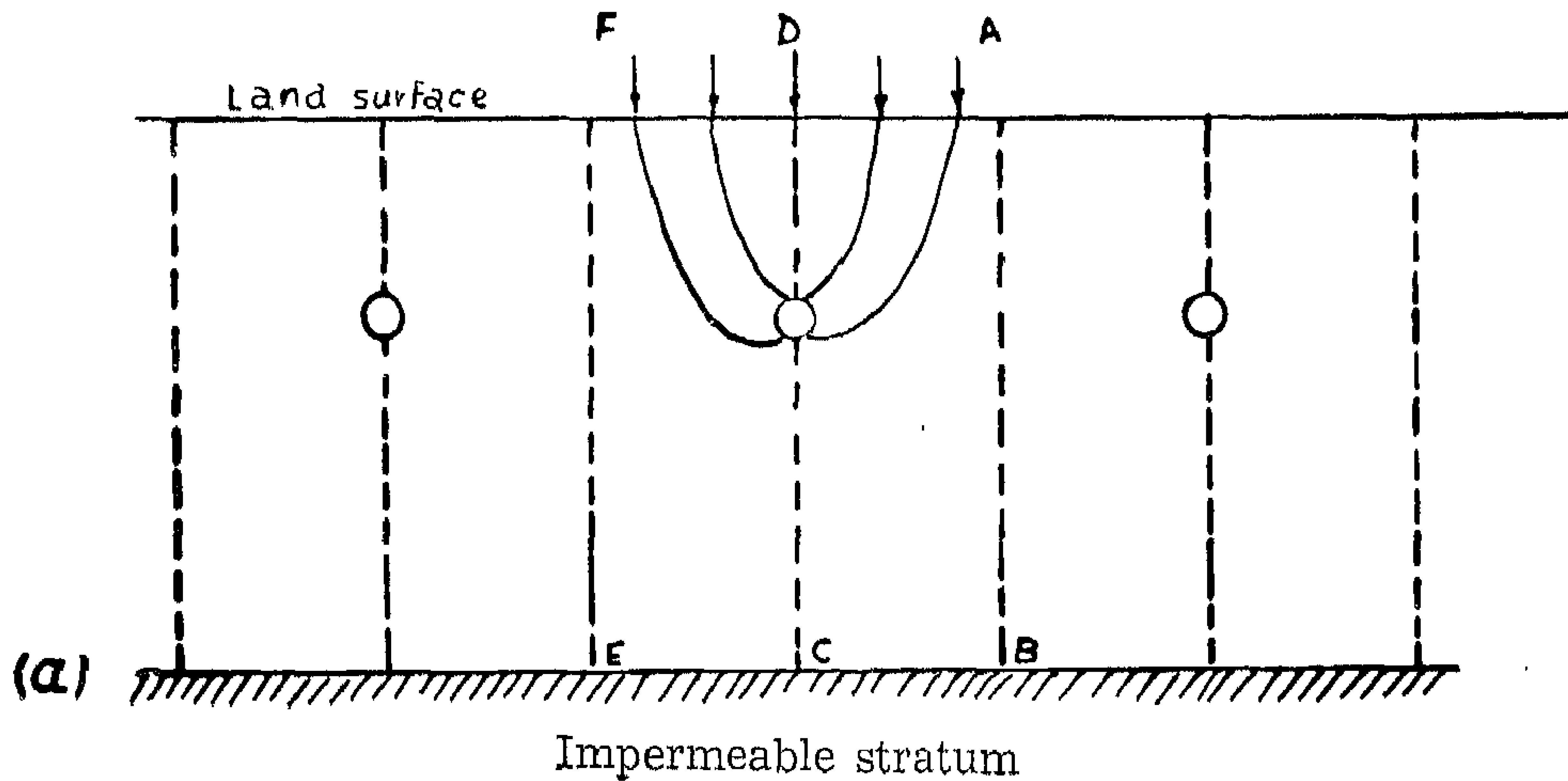
شكل رقم (٦)



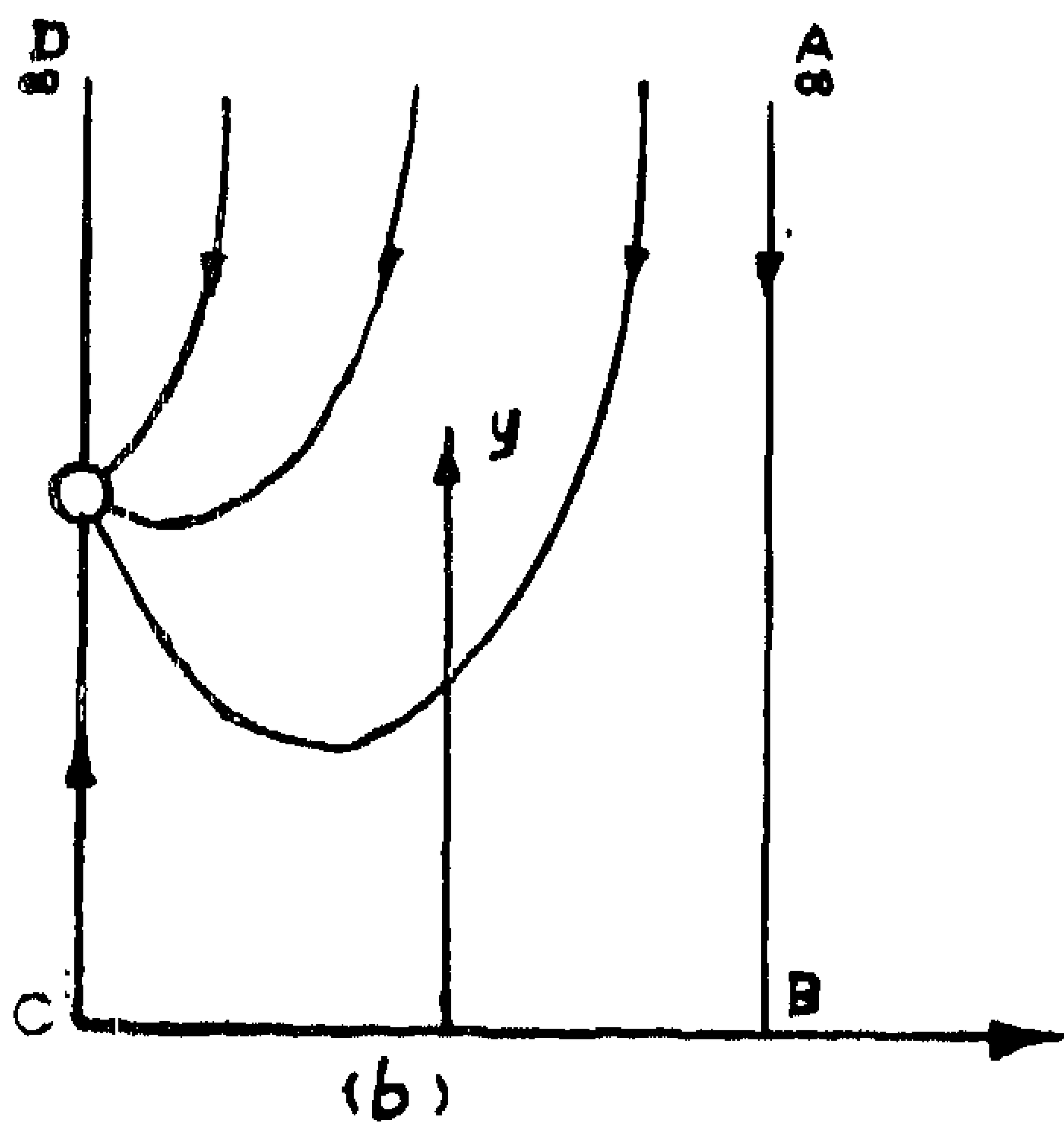
شكل ٦

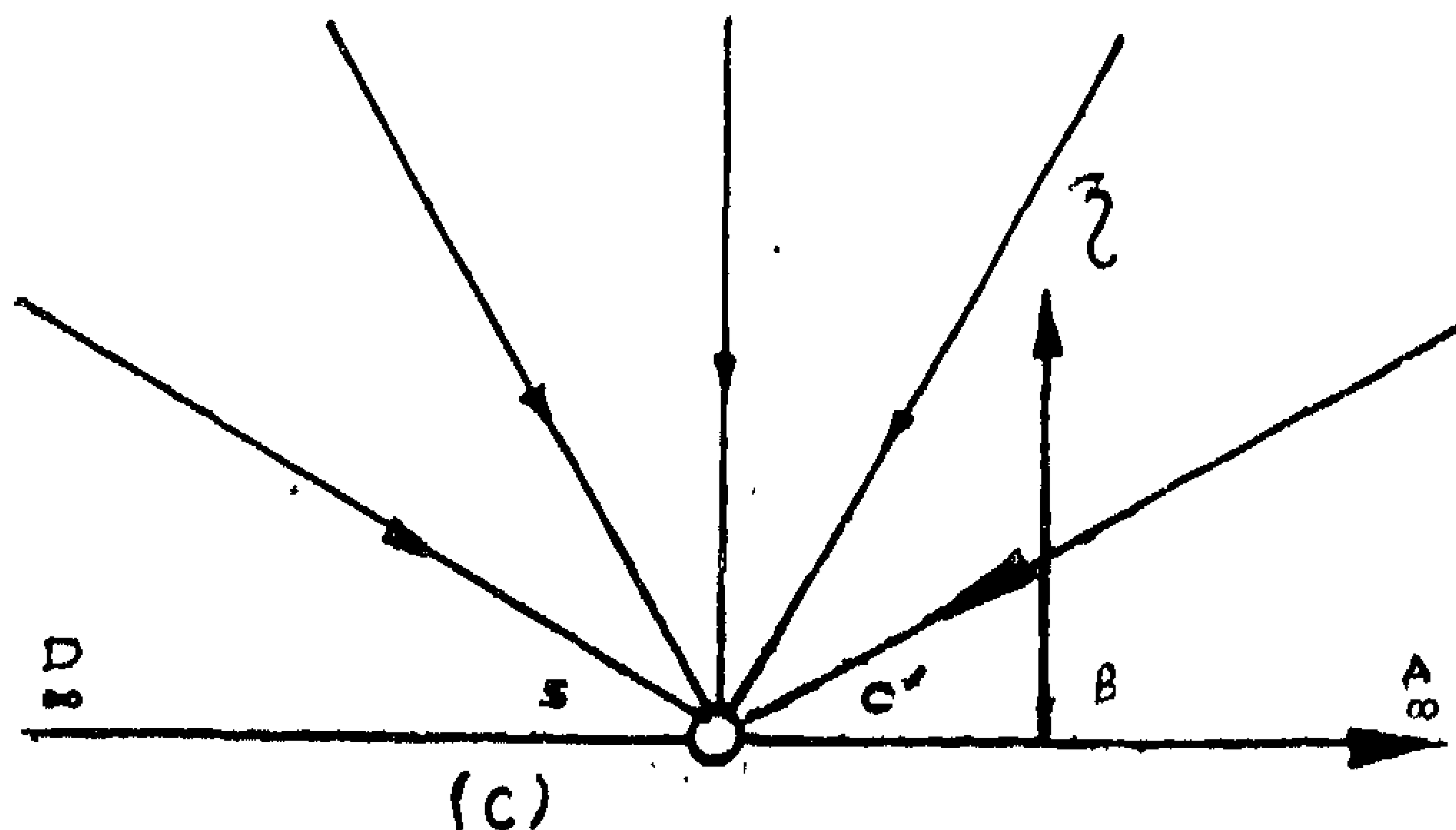
Q=2 π K (t+d+r/ { $\log_e$ [tan π (2d − r/4h] /(tan r/4 h)

+ Σ $\overline{m}$ = 1 $\log_e$ [cosh π na/2h + cos π r/2h)/ (cosh π ma/ 2 h − cos π r/2h] [cosh π ma/2h −



Impermeable stratum





Assumption and notation of Hammad's formula (شكل ٧)

cos π (2d − r)/]/
[cosh π ma/2h + cos π (2d − r)/2h]}
And
Q = 2 π K (t + d − r / log_e
[sinh π (2d − r)/a] / sinh
∞
π r/a − Σ n=1 (−1)^n log_e
(sinh² 2 π nh/a − sinh² π r/a/
[sinh² 2 π nh/a − sinh² π (2d-r)/a]

واضح صعوبة هذه المعادلات عند تطبيقها واحتمال الخطأ عند حلها إلى جانب أنها لم تعطى نتائج فى جميع الحالات يمكن الاعتماد عليها .

ب ــ معادلة الدكتور حماد شكل (٧)

Hammad's formula

$$\frac{2 \pi K H}{q} = 2 b \log_e \left(1 + \frac{2 l}{\pi r}\right)$$

حيث

q = معدل تصرف وحدة المسافة

2 l = المسافة بين مصرفين

r = نصف قط المصرف

H = الارتفاع المتوسط لسطح المياه فى وسط المصرفين مقاساً من منسوب محور المصرف .

وقد فرض الدكتور حماد مجال حركة المياه تحت المصارف ∞ لانهائى ، وهذا فرض نظرى يتعارض مع طبيعة الأراضى الزراعية ، كما فرض حركة المياه رأسية نحو المصارف وهذا يعنى أن آخر خط لمسار المياه (stream line) هو FIBCo مما يتعذر حدوثه عملياً .

وقد عدل الدكتور حماد معادلته الأولى بالمعادلة الثانية :

$$Q = 2 K H/\log_e \left[1 + \frac{2 l}{\pi r} \coth \left(\frac{\pi D}{l} \right) \right]$$

بحيث $\frac{1}{4} \leqslant \frac{D}{2 l}$

D = عمق السطح الغيرمنفذ للمياه مقاساته محور المضاف

ج ــ معادلة الدكتور شاهين شكل (٨)

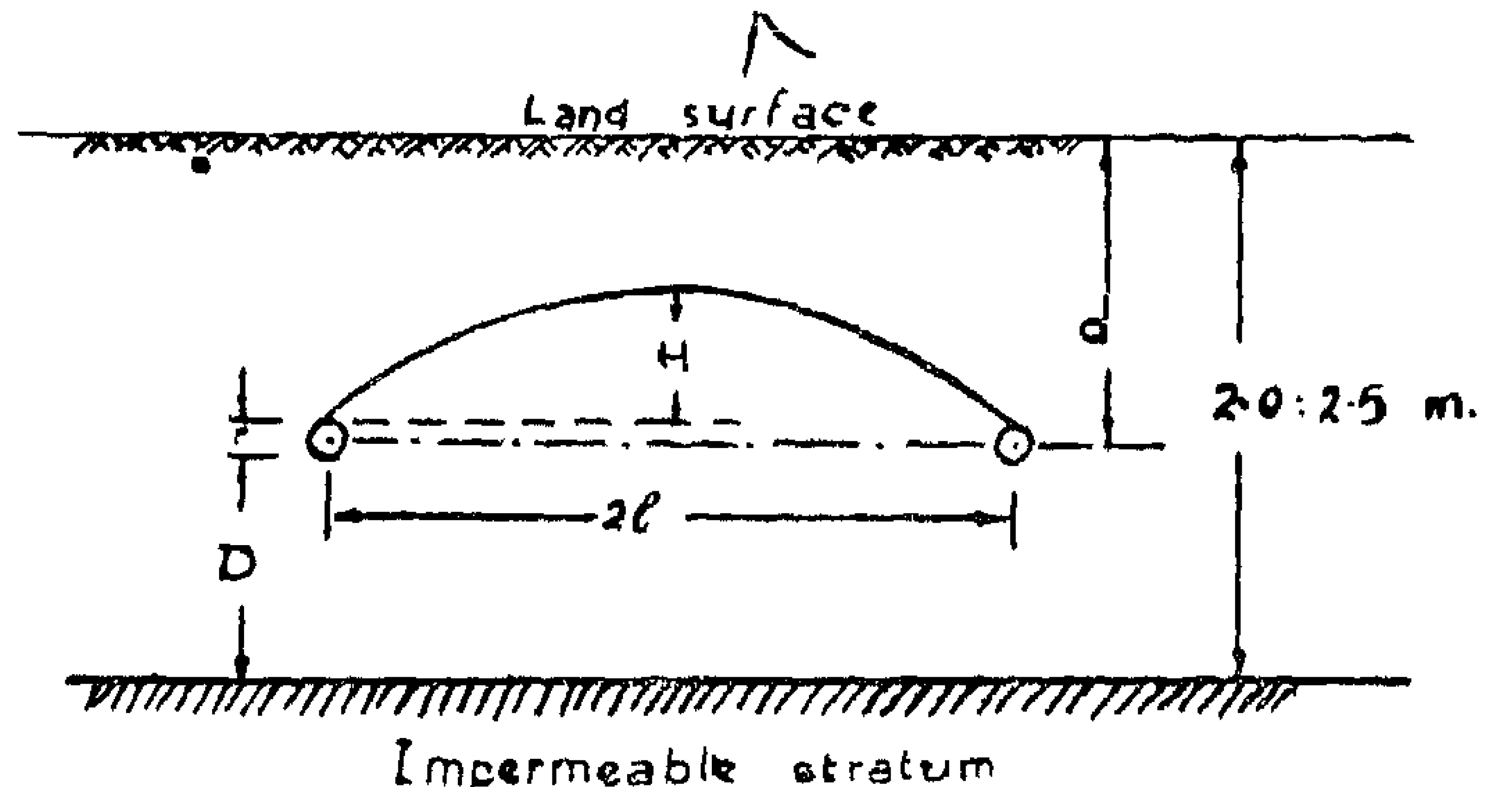
Shahin's Formula

$$\frac{\pi K H}{q l} = \log_e \left[\frac{\cosh \pi/l \ (D+r+H) + 1}{\cosh \pi/l \ (D+r) - 1} \right]$$

وأهم ما يلاحظ بالنسبة لهذه المعادلة أنها استنتجت باستخدام نفس فروض الدكتور حماد من حيث خطوط مسار الميــاه Stream lines وكيفية معالجتها هيدروديناميكيا . أما الفرض الوحيد الذى اختلف من حماد هو تحديد نهاية لمجال حركة المياه نحو المصارف من ٢٫٠ إلى ٢٫٥ قد مقاساً من سطح الأرض . وهذا يعنى أن هناك حركة المياه تحت المصارف تحدد بنحو ١٫٠٠ متر تقريباً . ومن ثم نجد أن نتائج معادلتى الدكتور حماد والدكتور شاهين يتساويان فى غالبية الأحوال . وتحديد الدكتور شاهين لحركة المياه على هذا النحو السابق لايمثل المشكلة بصفة عامة ولايتمشى مع مسار المياه الحقيقى فى باطن الأرض . لذلك نجد عند تطبيق مثل هذه المعادلات الخاصة المفارقات الآتية : ــ

أى زيادة صغيرة فى قيمة (K) نفاذية الأرض يتسبب عنها زيادة كبيرة فى المسافات الناتجة (l) بين المصارف بشكل غير مقبول وبصوره غير متناسقة ولا عملية .

فمثلا إذا فرض أن نفاذية (K) = 1×10^{-7} m/sec نجد المسافة بين المصارف بتطبيق حماد وشاهين = ٥٫٩ ، ٥٫٧ مترفاذا زادت نفاذية الأرض (K) إلى 1×10^{-5} m/sec تصبح المسافة ٤٠٠ ، ٢٠٠ متر على التوالى .



(شكل ٨)

Y

Irrigation water

b

Irrigation water

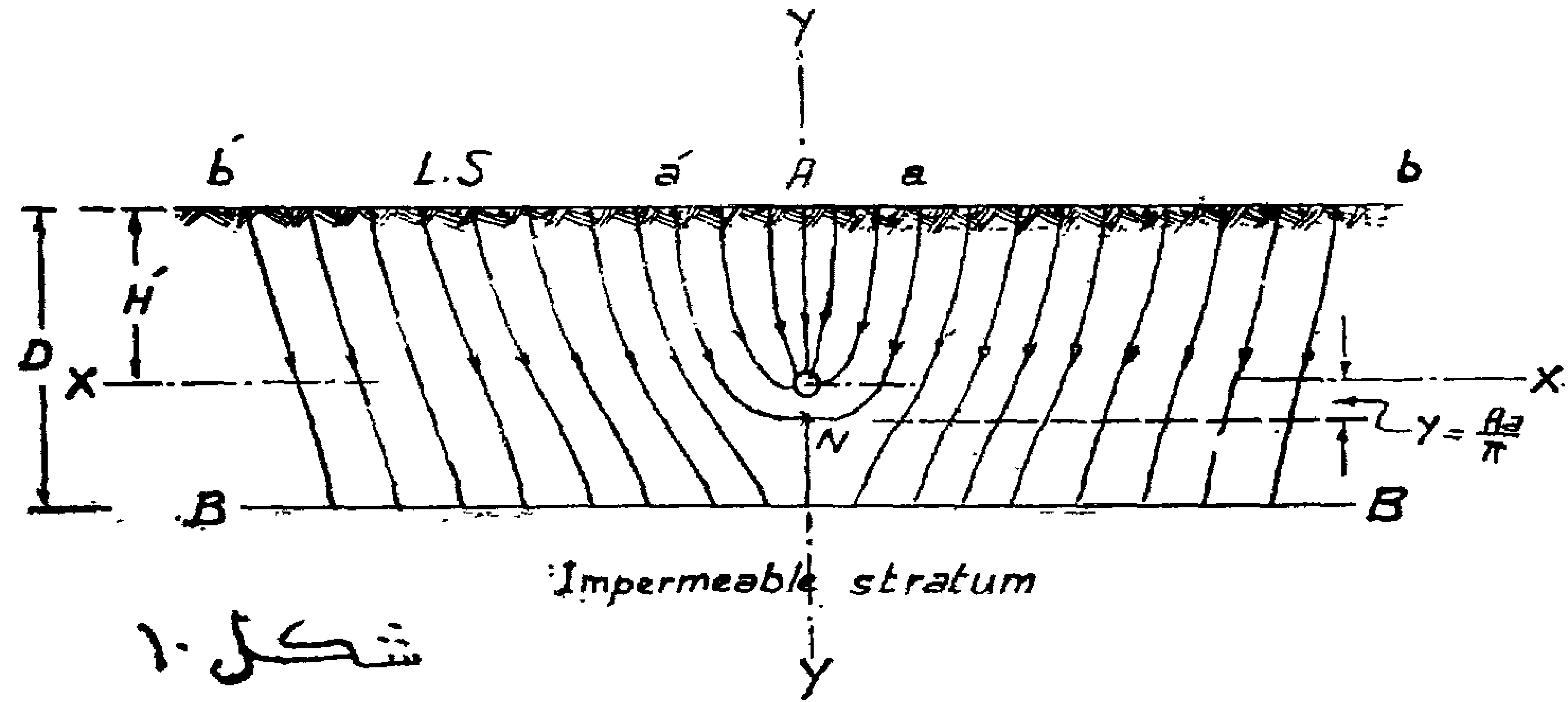
Y

Impermeable stratum

Y

Y

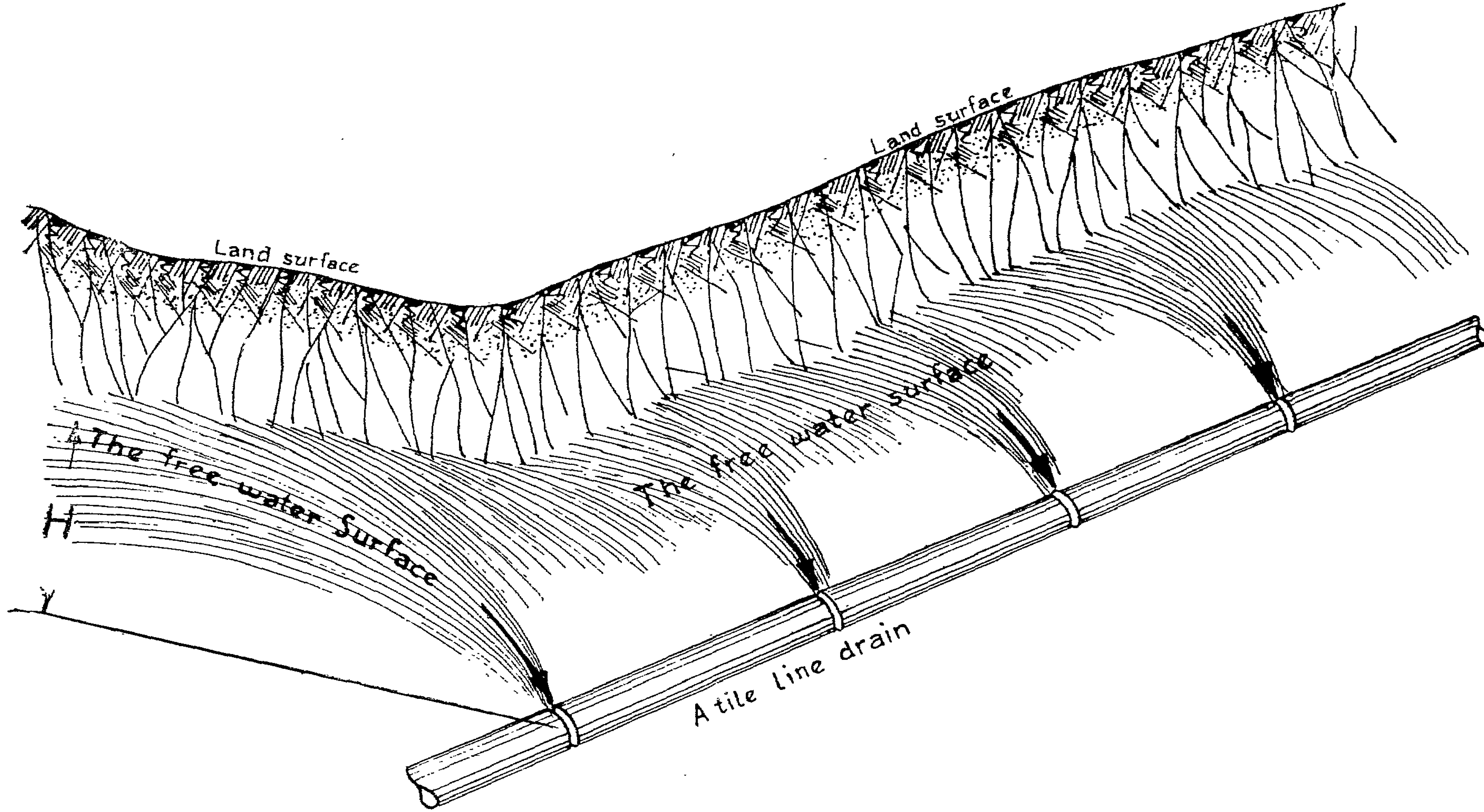
شكل ٩



O = Represents a sink

Sink in a uniform Vertical Stream.

شكل ١٠



شكل ١١

PERSPECTIVE VIEW "One side"

How to a tile line drain receives the excess irrigation water

د ــ المعادلة الجديدة

قبل إيضاح هذه المعادلة وشرح الأسس الهيدروديناميكية التى عولجت بها ، يستلزم الأمر شرح حقيقة حركة المياه المتجهة نحو المصارف فى دورة للرى كاملة .

بفرض وجود مجموعة متوازية من المصارف الحقلية موضوعة على أبعاد مناسبة وتصب هذه المجموعة فى مجمع واحد ، والمجموعة موجودة فى مجال قابل للنفاذية — طينى أو رملى — نلاحظ الآتى : بعد أن تغمر الأرض بمياه الرى تتجه المياه رأسياً بالجاذبية إلى أسفل بشكل متماثل حول المحور y-y كما هو موضح فى شكل (٩) و (١٠) بحيث يتكون خط لمسار المياه (a-a) (Stream line) يتقابل هذا المسار فى النقطة N stagnation pnt. وتقع تحت المصرف بمسافة تساوى $\frac{A\ a}{\pi}$ ويعتبر هــــذا المسار (stream line) حاجزاً لحركتين للمياه هما :

١ — فى المسافة a ā تتجه المياه عمودياً نحو المصارف وقد تبين بالإثبات الهيدروديناميكى (المحفوظ فى إدارة المجلة) أن المسافة a-ā صغيرة جداً بالنسبة للبعد بين المصرفين إذ أن $A\ a = \frac{1}{10} H'$

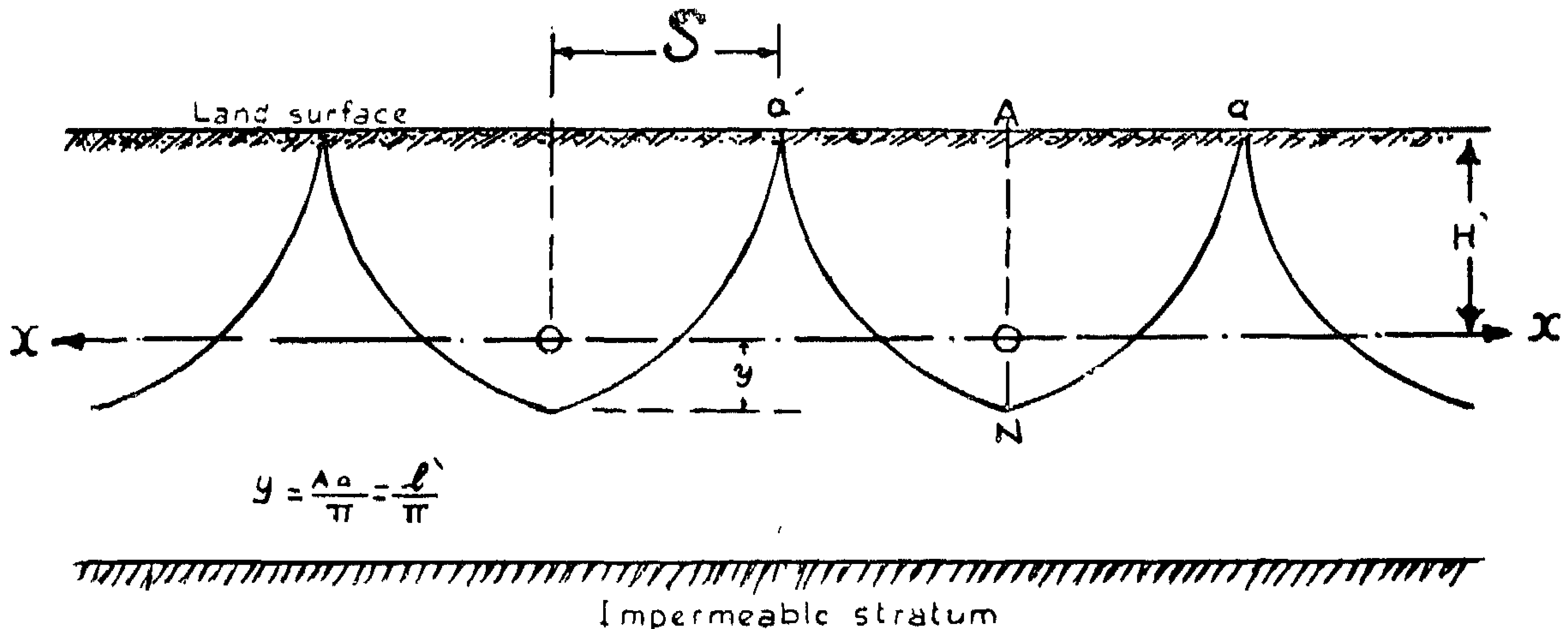
٢ — باقى المسافة من a حتى b منتصف المسافة بين مصرفين تتجه المياه رأسياً لتلتحم مع منسوب المياه الموجودة فى التربة قبل الرى .

٣ — يرتفع المنسوب تدريجياً حتى يتكون ضغطاً هيدروليكياً مقداره H شكل (١١) فيدفع المياه أفقياً نحو المصارف ومن ذلك نلاحظ أن كمية المياه الأساسية تنصرف فى الاتجاه الأفقى نحو المصارف أما باقى مياه الصرف وهو الجزء الصغير والذى يمكن إهماله فينصرف رأسياً وبسرعة لوقوعه فوق المصرف مباشرة . وهذا ما يفسر الشكل الذى يكونه منحنى سطح المياه بأكبر انحناء فوق المصارف .

مما سبق يتضح خطأ الفرض الذى يعتمد على اعتبار حركة المياه فى كامل المسافة بين المصرفين رأسية . وإذا سلمنا جدلا بصحة هذا الفرض فانه لا يتحقق إلا إذا تقاربت المسافات بين المصارف إلى حد تساوى فيه $S = \frac{1}{20} H'$ وهذا أساس غير اقتصادى وغير معقول شكل (١٢) .

الحد الاقصى لمجال حركة المياه تحت المصارف باستخدام الهيدروديناميكا :

ثبت أن أقصى عمق لمجال حركة المياه تحت المصارف (الإثبات بادارة المجلة) لا يزيد عن ارتفاع الضاغط الهيدروليكى H الذى يؤثر فوق المصــارف أى أن $H' \ngtr H$ شكل (١٣) ومن ذلك يمكن اختيار النموذجين الرياضيين Models اللذين يمكن حلهما هيدروديناميكياً لاستنتاج المعادلات التصميمية الجديدة والتى تفى بجميع الحالات التى تعترض المهندس عند تصميم شبكات الصرف المغطى .



شكل ١٢

The complex potential of the fluid is given by

$$W = U\xi + \log \xi$$

$$\therefore \quad \Phi = Ux + \frac{m}{2} \log (x^2 + y^2)$$

and $\Psi = Uy + m \tan^{-1} y/x = Uy + m\,\Theta$

where $\xi = x + iy$

m = strength of the sink

وبالاستمرار فى الحل الرياضى (الموجود بادارة المجلة) يمكن أن نصل إلى المعادلة الآتية :

$$l = \sqrt{6.66}\ \sqrt{k/q}\ H \qquad (1)$$

حيث

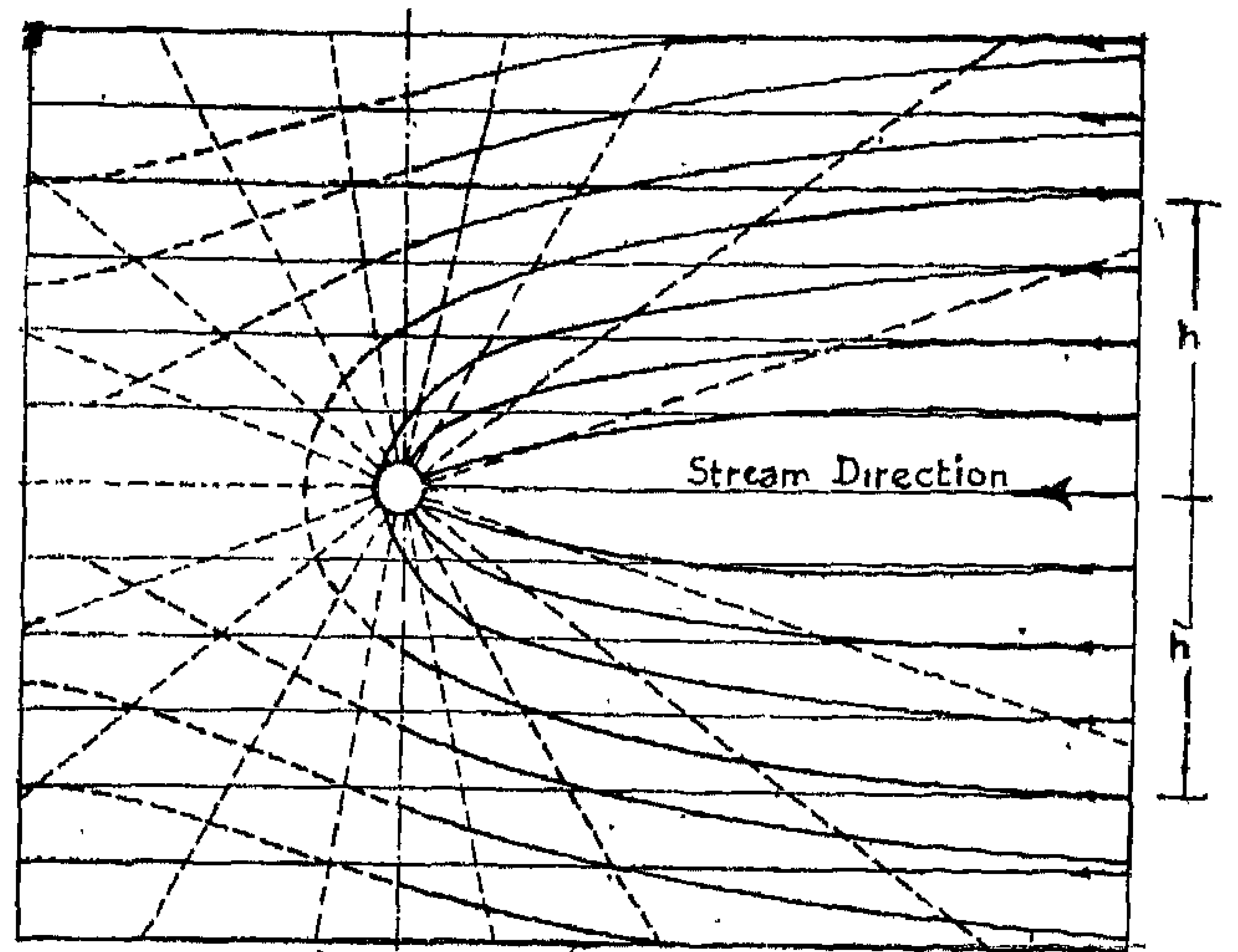
l = المسافة بين مصرفين .

k = معامل النفاذية .

q = معدل تصرف وحدة المساحة .

H = الارتفاع المتوسط لسطح المياه فوق المصارف مقاساً فى منتصف المسافة بين مصرفين .

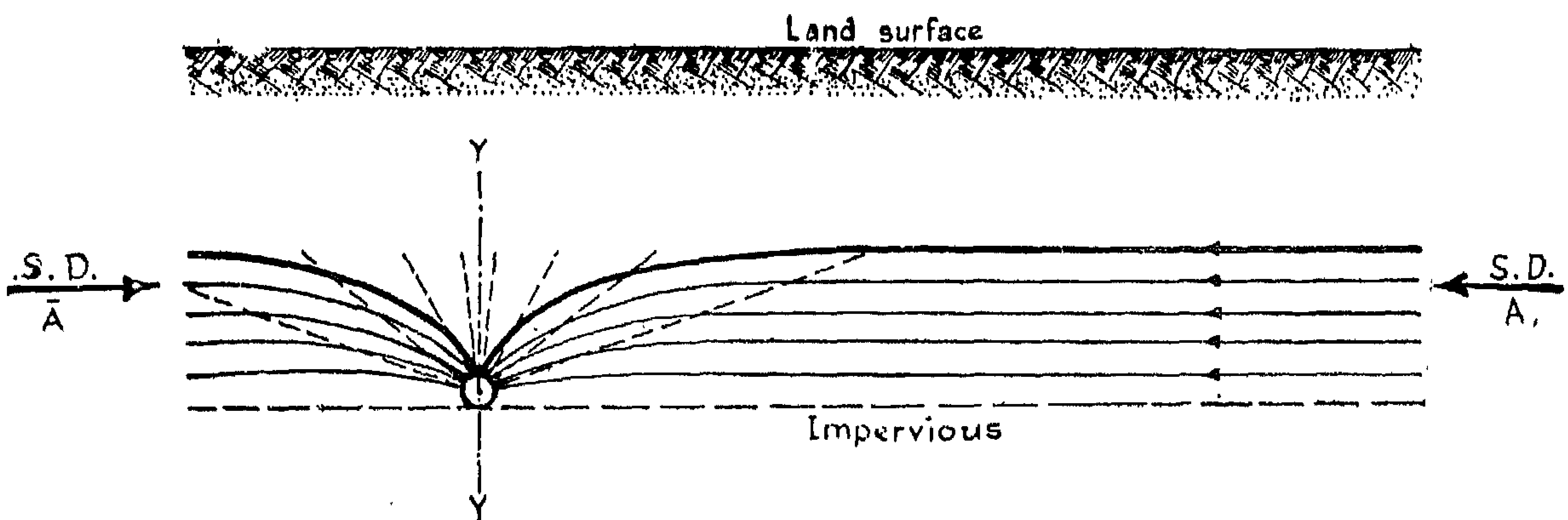
وهذا القانون الجديد يمتاز ببساطة فى شكله الرياضى والسهولة عند تطبيقه عندما يقارن بالقوانين التى من نوعه والتى اشتقت بالأسلوب الهيدروديناميكى . هذا إلى جانب أن



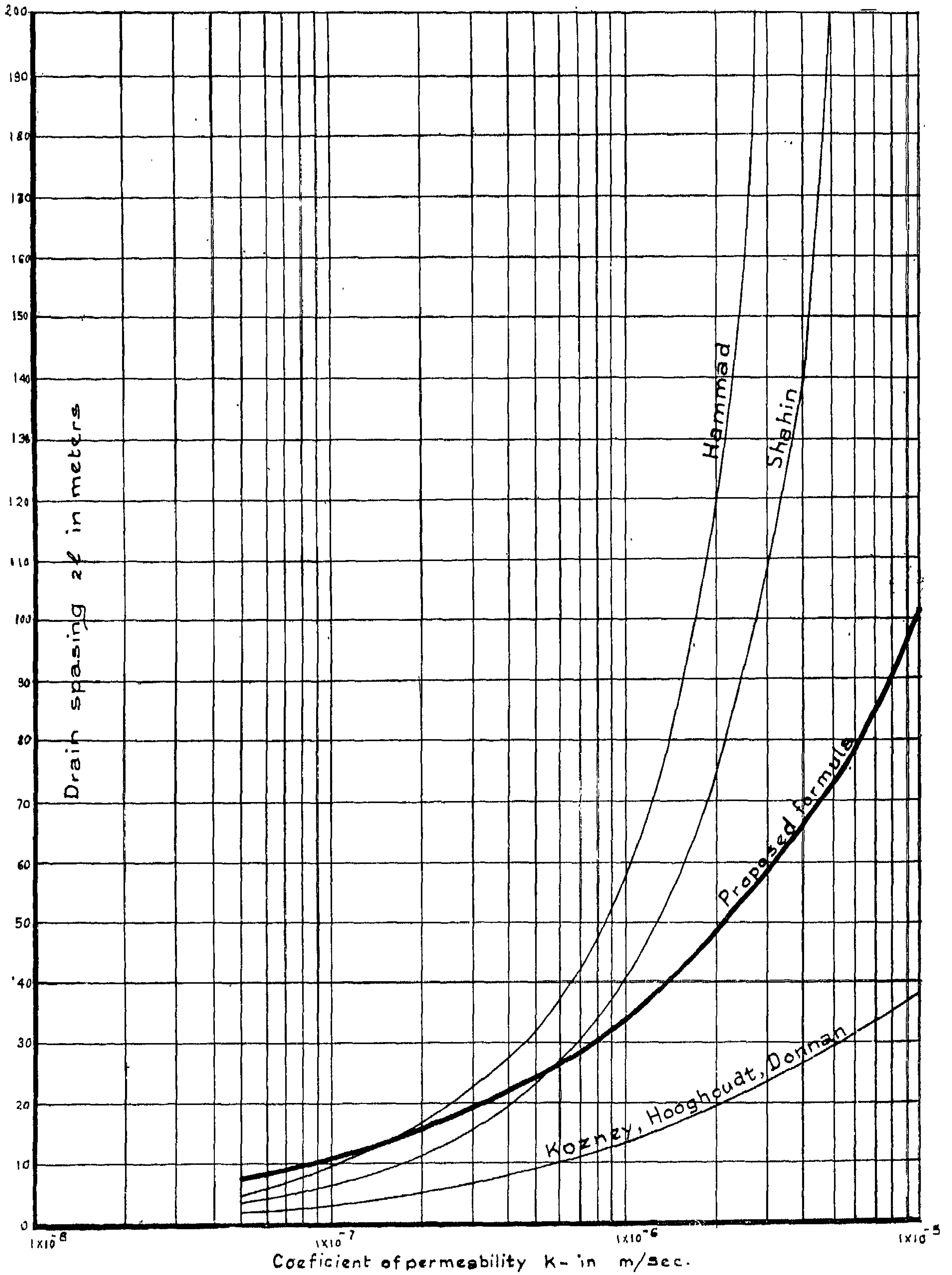
شكل ١٣ Sink in a uniform horizontal streams, the flow over and below the sink.

النموذج الرياضى الاول :

وفيه يكون مجال حركة المياه تحت المصارف منعدم وتظهر هذه الحالة حيث تتواجد الطبقات الطينية قليلة النفاذية تحت المصارف فتنحت المياه الموجودة أصلا فى هذه الطبقات سطحاً ثابتاً يمكن اعتباره (Static level) . ومن ثم فرضت أن ماسورة الصرف المغطى فى النموذج الأول عبارة عن مأخذ تتجه المياه نحوه أفقياً تحت تأثير ضاغط هيدروليكى H شكل (١٤) .



شكل ١٤ Sink in a uniform horizontal stream acting from two opposit direction.



شكل ١٥ Relation between the permeability coefficient & the drain spasing for tile drain.

نتائج تطبيق هذا القانون الجديد تنطبق تماماً مع التجارب العديدة التى أجريت فى الحقل (The Field Experiments) وفى الشكل رقم (١٥) تمثيل دجرامى لمختلف القوانين المشتقة لإيجاد المسافة التضمينية بين المصارف ، ومما يلاحظ فى هذا الشكل أن منحنى المعادلة الجديدة يأخذ المسار العملى والاقتصادى بين كافة المنحنيات الأخرى .

النموذج الرياضى الثانى :

وفيه اعتبار أن حركة المياه تتواجد تحت المصارف بأقصى عمق ، وتتمثل هذه الحالة فى الأراضى الرملية حيث نفاذية الطبقات الرملية كبيرة فتسمح بتكوين الشكل الهيدروديناميكى الكامل بعمق للمياه تحت محور المصارف يساوى H فى هذه الحالة كما أوردنا نجد أن $H' \ngtr H$ كما ثبت بالبرهان .

من النموذج الرياضى شكل (١٦) يمكن أن نشتق الآتى :

$$\frac{dz}{d\xi} = K\,\xi^{-1}\,(\xi+1)^{1/2}\,(\xi-1)^{-1/2}\,(\xi+a)^{-1/2}$$

وأن الحل الرياضى يمكن أن نستنتج أن

and $W = m \log \xi$

وبالحل الرياضى يمكن أن نستنتج أن

Complex potential "W"

$$W = \frac{m}{2}\log\left(a^2\cosh^2\frac{\pi z}{2h} - \sinh^2\frac{\pi z}{2h}\right)$$

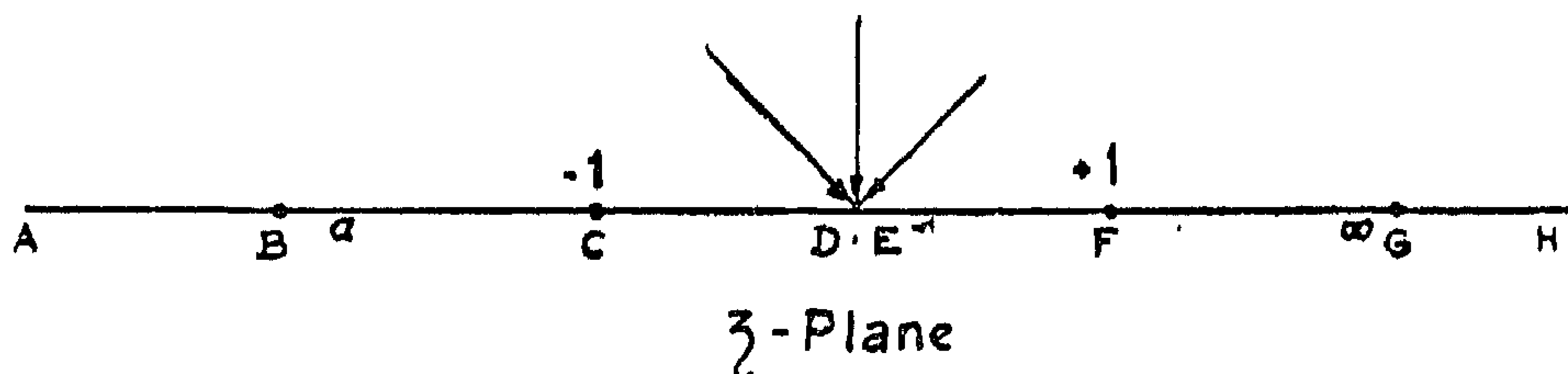
وبالإستمرار فى الحل الرياضى (التفاصيل بادارة المجلة) يمكن استنتاج المعادلة الآتية :

$$l = \sqrt{6.66}\ \sqrt{K/q}\ H \qquad (2)$$

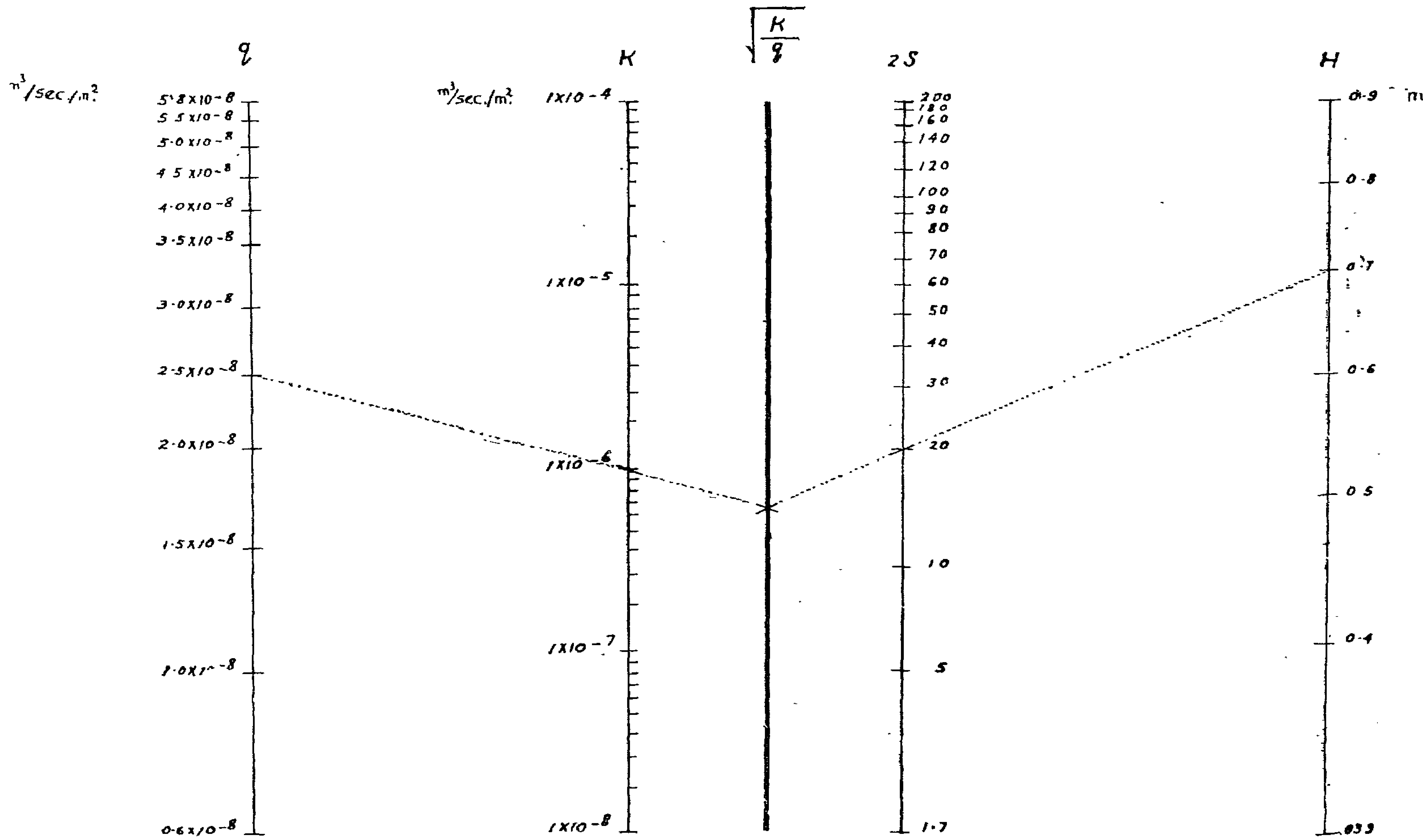
وهى نفس المعادلة التى سبق استنتاجها من حل النموذج الأول والشكل رقم (١٧) عبارة عن نموجراف لتسهيل حل المعادلة الجديدة .

ومما يجدر ملاحظته من ظاهرة تساوى معادلتى النموذجية الأول والثانى هو أن عامل الزمن يلعب دوراً أساسياً هاماً فى تصميم عملية الصرف المغطى . إذ أنه بعد إيجاد الأبعاد التصميمية المناسبة 1 بين المصارف يلزم تحديد الزمن اللازم لتخليص الأرض من مياه الصرف وجعل الأرض فى حالة السعة الحقلية (Field Capacity) ومقارنة هذا الزمن بالفترة المسموح بها أن تظل فيها جذور النبات فى حالة التشبع الكامل (Saturation) .

ولنا عودة إنشاء الله لمناقشة كيفية إيجاد الزمن الذى تستغرقه عملية الصرف والزمن المسموح به لجذور النبات أن يظل فى حالة الغمر وكذا تحديد أعماق المصارف التى توضع عليها .



شكل ١٦ Geometry and symbols used in model III .


Nomograph for the determination of tile drain spacing based on the proposed formula · $S = \sqrt{6.66}\ \sqrt{K/q}\ H.$
q
m³/sec/m²
5.8x10-8
5.5x10-8
5.0x10-8
4.5x10-8
4.0x10-8
3.5x10-8
3.0x10-8
2.5x10-8
2.0x10-8
1.5x10-8
1.0x10-8
0.6x10-8
K
m³/sec/m²
1x10-4
1x10-5
1x10-6
1x10-7
1x10-8
$\sqrt{K/q}$
2S
200
180
160
140
120
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1.7
H
0.9 m
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4

شكل ١٧

التليفزيون العربي

للمهندس صلاح عامر

مقـــدمة عامة :

يتناول هذا المقال التليفزيون العـربى فى نواحيه المختلفة مع التركيز على النقط الهندسـيـة أو النظرية التى تعرض عادة بصفةغامضة أو غير مفصلة ، والاختصار فى الاماكن التى تحتاج الى وصف لا يهم سوى المختصين أو القائمين بالتشغيل.وقد أبرزت المشكلات الرئيسية التي واجهت تنفيذالمشروع ، والنقاط التى تستلزم القيام ببحوث علمية فيها لتفسير الظواهر الطبيعيـة فى انتشار الموجات التليفزيونية والسنتيمترية

ويشتمل المقال على

أولا : مقدمة عن إدخال التليفزيون فى الجمهورية العربية المتحدة .

ثانياً : تصميم شبكة التليفزيون :

مراكز الإرسال التليفزيونى فى كل من القاهرة والاسكندرية والمنصورة وأسوان .

المحطات التليفزيونية التابعة فى وجهى بحرى وقبلى .

الوصلة اللاسلكية لنقل برامج التليفزيون .

ثالثاً : الظواهر غير الطبيعية فى إنتشار الموجات التليفزيونية وتأثيرها على الاستقبال التليفزيونى .

رابعاً : إعداد الإشارة التليفزيونية :

فى الأستوديو ، من شريط مغناطيسى للصور المرئية أو من فيلم سينمائى أو من إذاعة خارجية .

خامساً : نظرة إلى المستقبل :

إمتداد شبكة التليفزيون :

البرنامج الثالث ـ الوصلات اللاسلكية السنتيمترية لوجهى بحرى وقبلى .

تغطية وجه قبلى بالبرنامج التليفزيونى .

أولا ـ مقدمة عن ادخال التليـــفزيون فى الجمهورية العربية المتحدة

يعتبر إدخال التليفزيون فى الجمهورية العربية المتحدة مثلا حياً لمدى إمكانية تنظيم وتوجيه القدرات الهندسية لتنفيذ المشروعات الضخمة فى أقل وقت ممكن وبكفاءة ممتازة.

ولئن كان إدخال التليفزيون فى الجمهورية العربيـة المتحدة قد تأخر بعض الوقت عن البلاد الأوربية ، إلا أنه قد اكتسب خبرات الدول المختلفة التى سبقت فى إدخاله ، فضلا عن أنه قد أدخل صناعة جديدة حققت وفراً إقتصاديا كبيراً ـ وهى صناعة أجهزة الاستقبال التليفزيونى .

وقد بدأ التفكير فى إدخال التليفزيون فى سنة ١٩٥٤ ، وعملت دراسات مبدئية وتقدمت عدة شركات عالمية بعطاءات ولكن ظروف العدوان الثلاثى الغاشم وما تبعه من حصار إقتصادى أدى إلى تأخير المشروع إلى عام ١٩٥٩ حين أعيدت دراسة المشروع على نطاق الجمهورية العربية المتحدة بإقليميها ، وبحيث يشمل توفير أجهزة الاستقبال التليفزيونى من مصنع محلى يقوم بتجميع أجزائها .

وقد تم تنفيذ المرحلة الاولى من المشروع فى فترةزمنية قياسية : اذ تم التعاقد على المشروع فى نهاية عام ١٩٥٩ وبدأ ارسال أول برنامج تليفزيونى فى يوم ٢١ يوليـو سنة ١٩٦٠ باذاعة حفل افتتاح مجلس الامة .

ثانيا — تصميم شبكة التليفزيون

هدف مشروع التليفزيون فى مرحلته الأولى ، التى أوشك تنفيذها على الانتهاء ، إلى تغطية منطقة القاهرة وما حولها ببرنامجين تليفزيونيين أحدهما رئيسى والثانى إضافى يشمل البرامج التعليمية والثقافية والأجنبية ، على أن ينقل البرنامج الرئيسى عن طريق وصلة لاسلكية سنتيمترية إلى كل من المنصورة والاسكندرية وتعاد إذاعته من هناك على قناة أخرى لتغطية المنطقة التى حول كل منهما ، كما هو واضح من خريطة مدى استقبال المحطات التليفزيونية .

كذلك شمل المشروع إنشاء عدة محطات تليفزيونية تابعة ذات قدرة محدودة ، تلتقط البرنامج الأصلى وتذيعه على قناة أخرى فى المنطقة التى حولها . وقد تقرر تركيب هذه المحطات فى المناطق التى لا تستطيع المحطات الرئيسية السابقة تغطيتها ، وذلك فى كل من بور سعيد والاسماعيلية والسويس بالوجه البحرى ، وببوش (قرب بنى سويف) ومغاغة والمنيا وملوى والقوصية وأسيوط بالوجه القبلى .

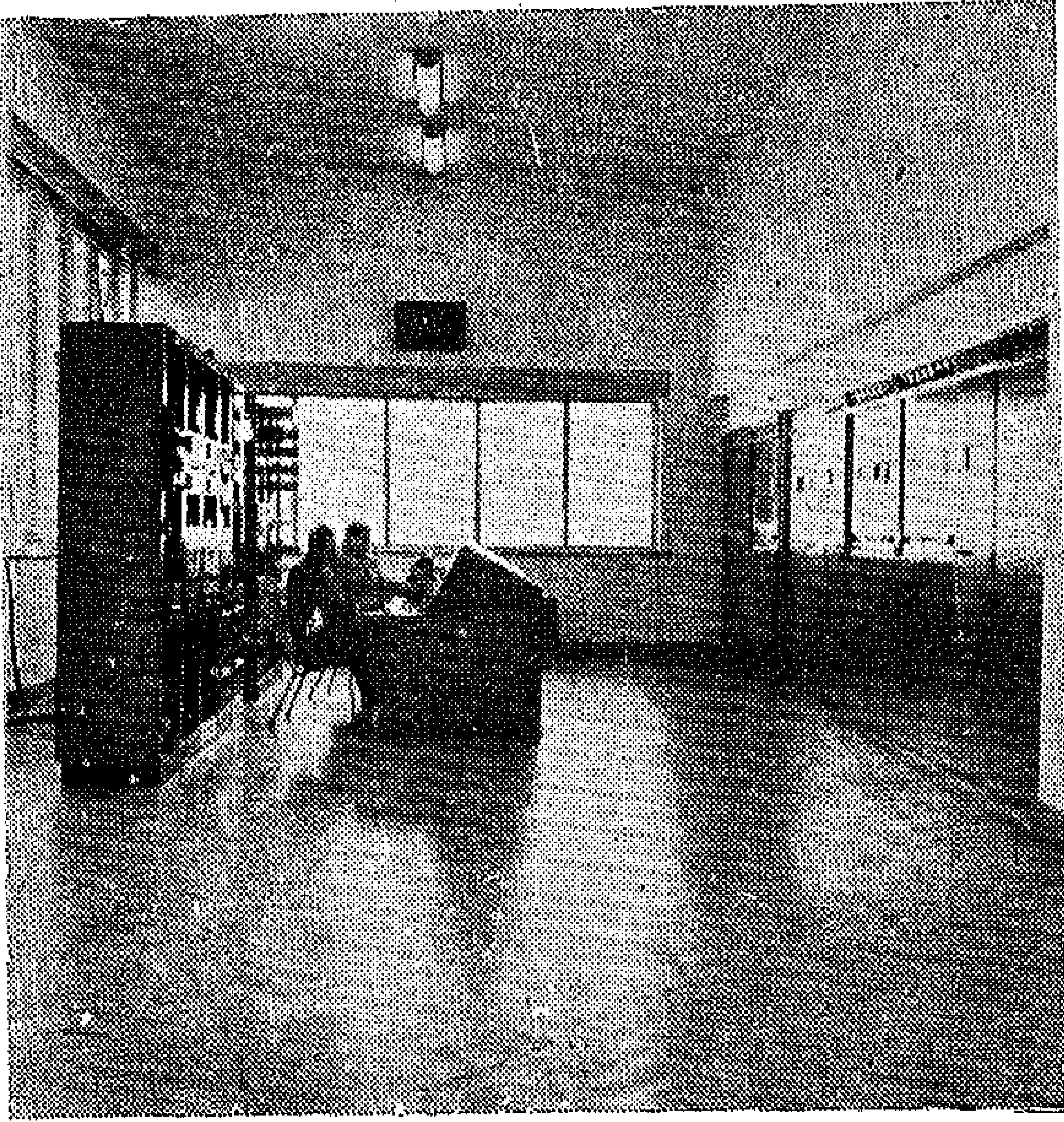
وبذلك يمكن تغطيـــة معظم الوجه البحرى والوجـه القبلى حتى مدينة طهطا بالبرنامج التليفزيونى الرئيسى .

كما تقرر انشاء محطة رئيسية فى أســـوان تخـدم المنطقة الصناعية الآخذة فى الازدهار حولها ، على أن تصل اليها البرامج مسجلة من الاستوديوهات الرئيسية بالقاهرة .

وفى ضوء ما ذكر عن أهداف المرحلة الأولى لمشروع التليفزيون ، تم تصميم الشبكة على النحو التالى :—

(أ) مركز الارسال التليفزيونى الرئيسى بالقاهرة :

حيث إن هـــذا المركز يعتبر أهم مركز تليفزيونى فى الجمهورية العربية المتحدة ، فقد اختيرت له أنسب القنوات التليفزيونية ، وهى القناة رقم « ٥ » (نظام CCIR الدولى) للبرنامج الرئيسى ، والقناة رقم « ٧ » (نظام CCIR الدولى) للبرنامج الثانى ، إذ أن ترددهما أقل تردد فى الحيز الترددى التليفزيونى الثالث ، وبذلك يمكن — كما هو معروف من خواص إنتشار الموجات عالية التردد جداً — أن تصل هذه



(صورة رقم ١)
مركز الإرسال التليفزيونى الرئيسى بالمقطم

البرامج إلى مسافات بعيدة . وقد أخذ فى الاعتبار ترك قناة خالية بين قناتى ٥ و ٧ كى لا يحدث تداخل بين البرنامجين لو استخدمت قناتين متجاورتين .

والقناة رقم « ٥ » (نظام CCIR الدولى) يبلغ التردد الحامل للصورة فيها ١٧٥٫٢٥ ميجاسيكل ، والتردد الحامل للصوت ١٨٠٫٧٥ ميجاسيكل (الفرق بين ترددى الحاملين فى نظام CCIR هو ٥٫٥ ميجاسيكل) .

والقناة رقم « ٥ » (نظام CCIR) تناظر تقريبـاً القناة رقم « ٧ » (نظام أمريكى) .

كما أن القنـاة رقم « ٧ » (نظام CCIR) تناظر تقريباً القناة رقم « ١٠ » (نظام أمريكى) .

اختيار الموقع :

تمتاز القاهرة بوجود جبل المقطم على حافتها ، وبذلك يمكن استغلال الإرتفاع الطبيعى لهذا الجبل بوضع صارى هوائيات الإرسال التليفزيونية فوقه ، وبذلك يمكن أن تصل الإشارة التليفزيونية إلى مسافات بعيدة بتكاليف قليلة .

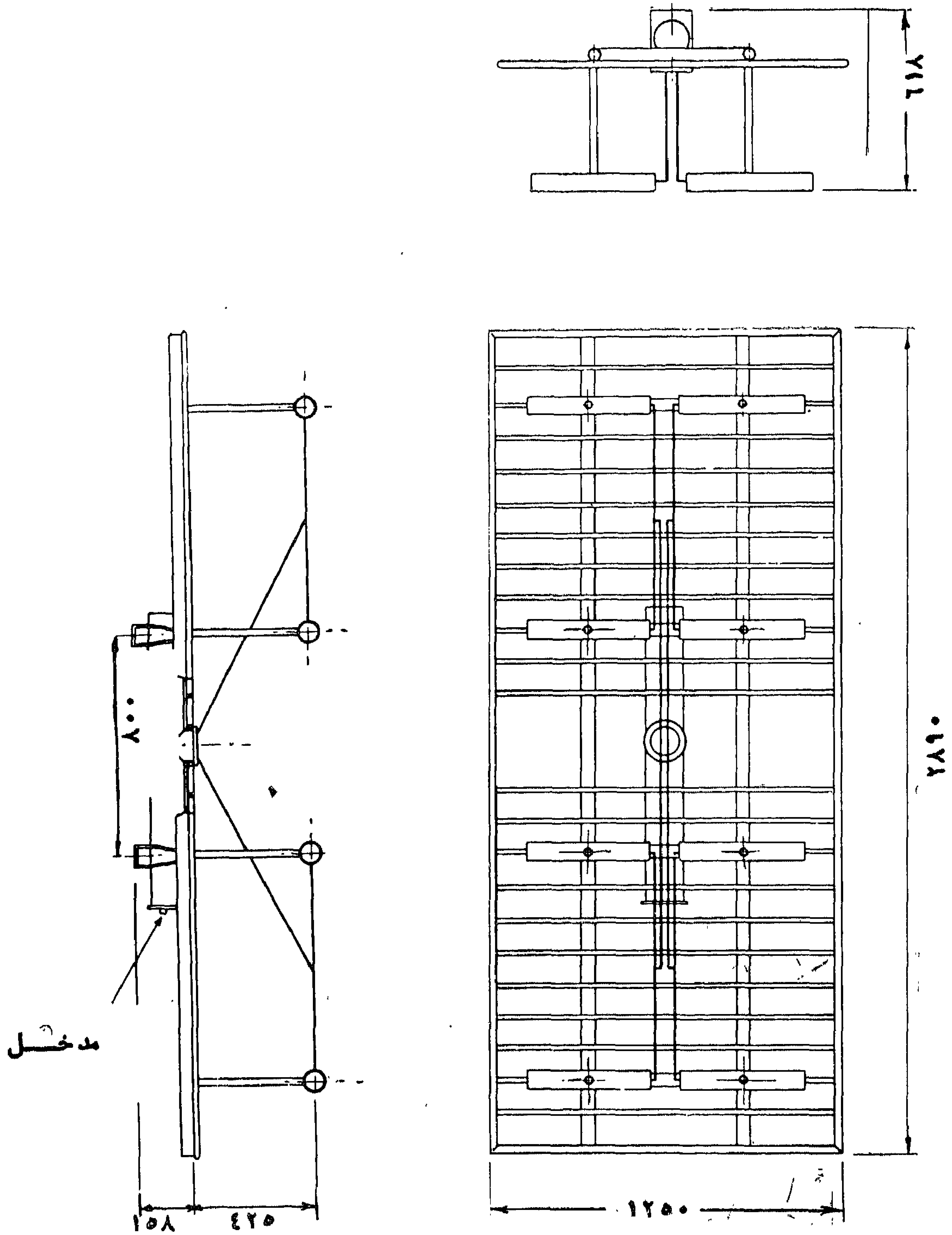
ويبلغ إرتفاع سطح جبل المقطم فى المنطقة التى أختيرت مركزاً للارسال نحو ١٨٠ متراً فوق سطح البحر ، ويبلغ

٣٠ ميل
قناة ٦
الإسكندرية
أبو حمص
دمنهور
إيتاي البارود
طنطا
المنصورة
قناة ٨
بورسعيد
الإسماعيلية
٦ قناة
بنها
قناة ٥
قناة ٧
القاهرة
قناة ٩
السويس
الواسطى
الفيوم
بوش
قناة ٩
بني سويف
الفشن
قناة ٥ مغاغة
سمالوط
قناة ٧ المنيا
قناة ٩ ملوى
ديروط
قناة ٦ القوصية
منفلوط
أسيوط
طهطا
سوهاج
جرجا

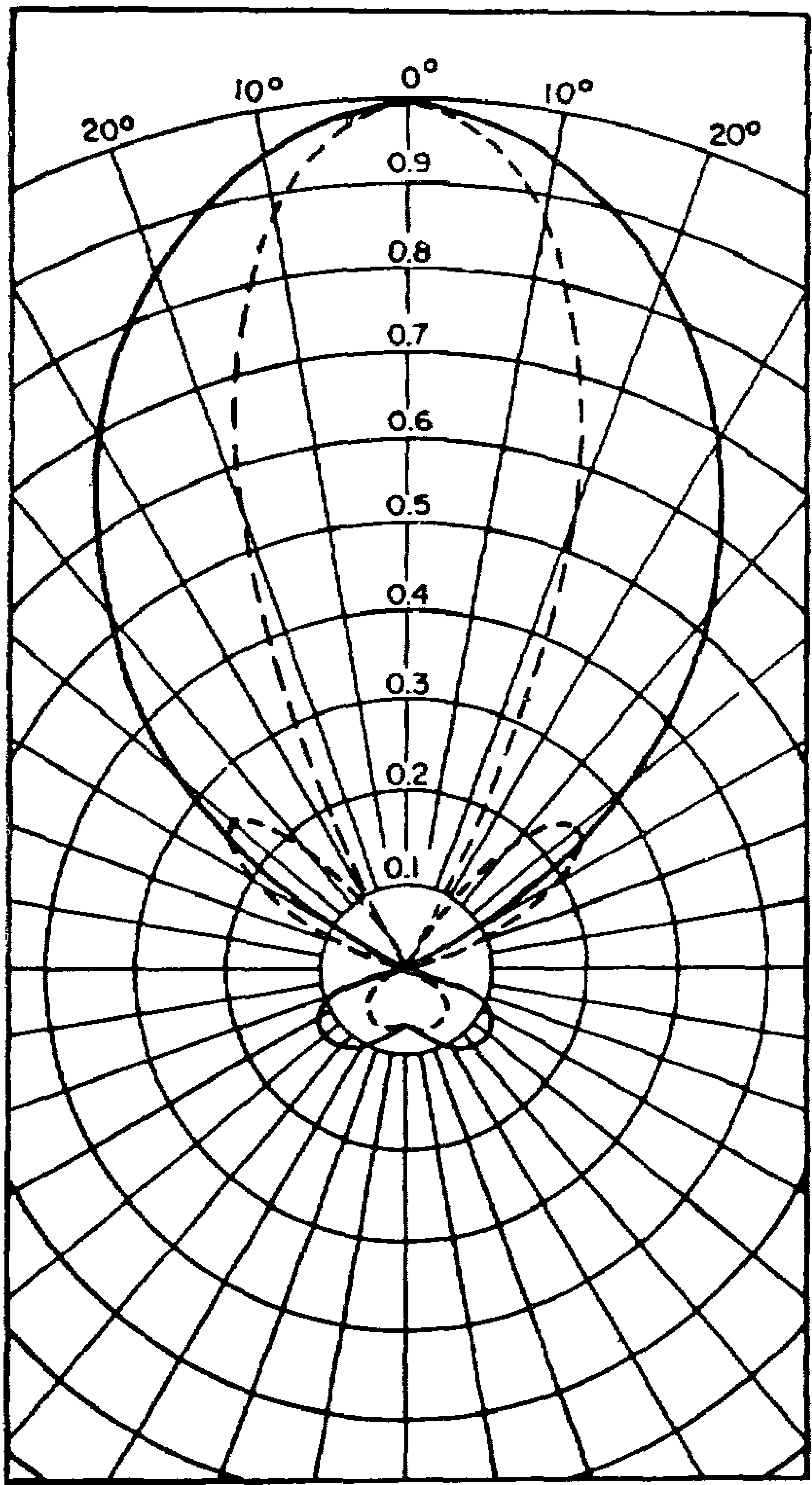
مقياس الرسم : ١ سم يمثل ميل

المؤسسة المصرية العامة للإذاعة والتليفزيون
مدى استقبال
المحطات التليفزيونية
منحنى إشارة قوتها ٦٤٠ ميكروفولت

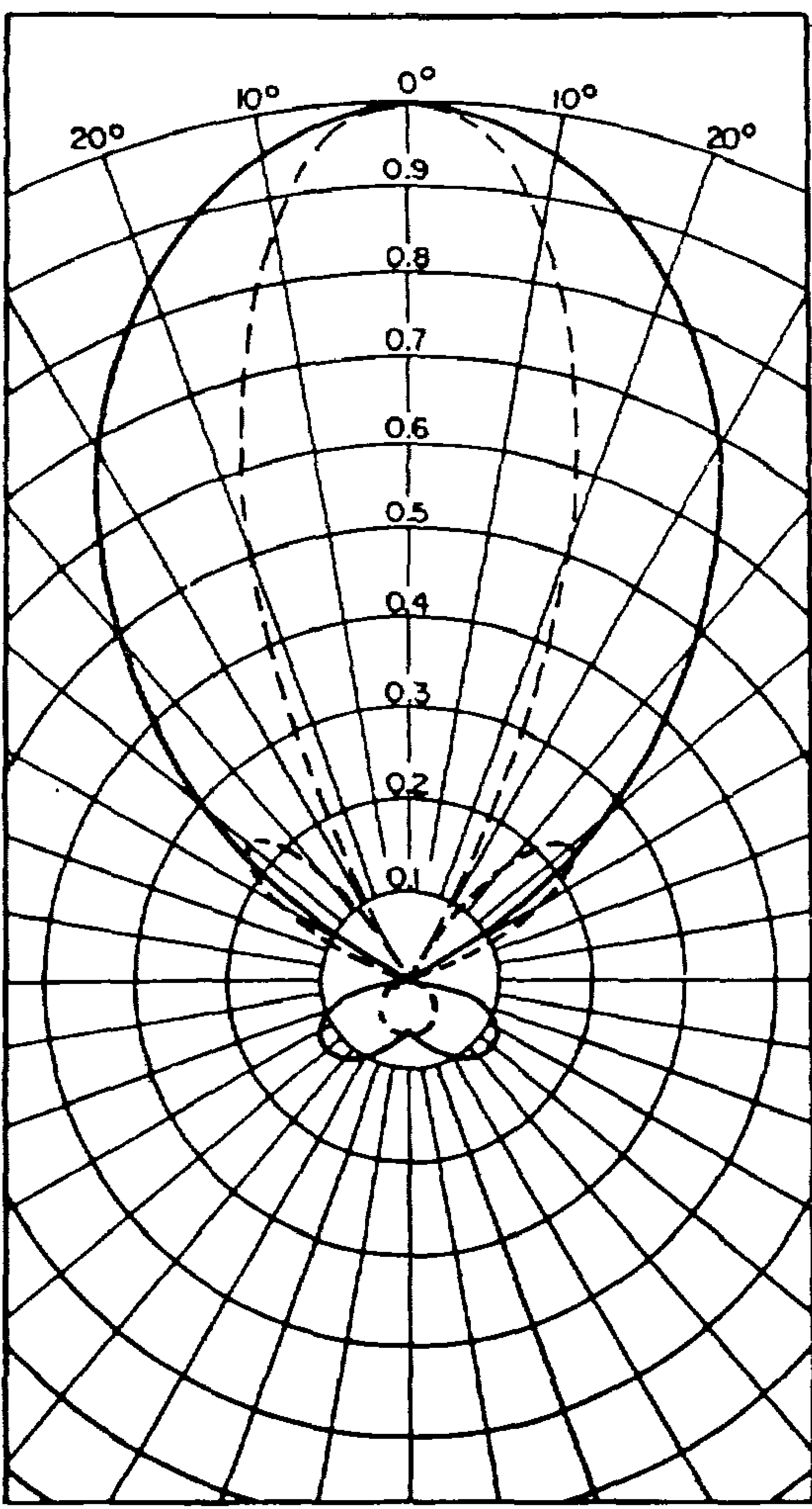

خريطة رقم ١



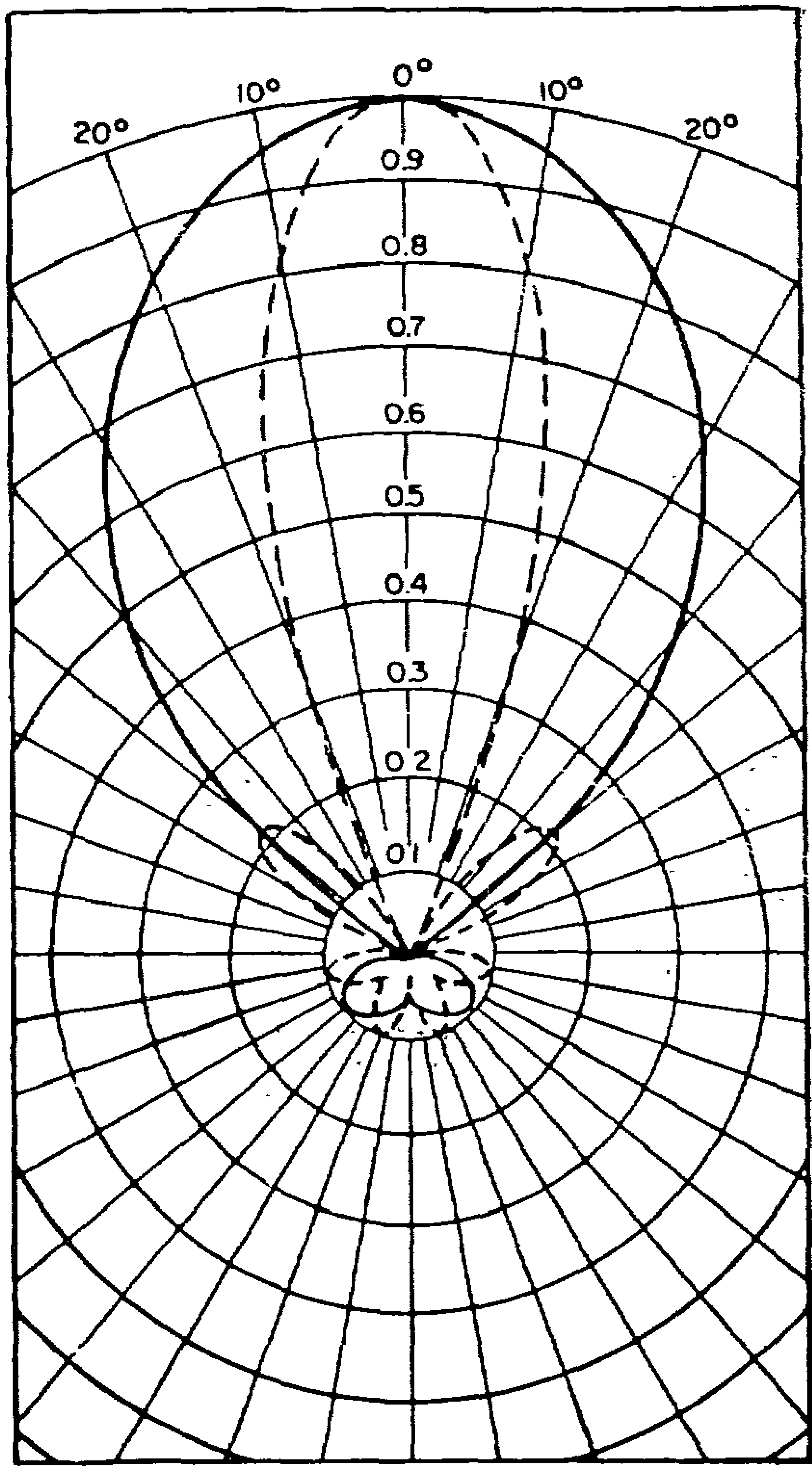
شكل (١) مجموعة هوائى تليفزيونى من النوع TFD للحيز من ١٧٤ الى ٢١٦ ميجاسيكل
(الأبعاد بالملليمترات)



قناة ٥



قناة ٨



قناة ١٠

شكل (٢) الشكل الاشعاعى الرأسى والأفقى

أفقى ———
رأسى - - - -

متوسط إرتفاع هوائيات الإرســال التليفزيونية ٩٠ متراً فوق سطح الجبل وبذلك يكون الإرتفاع الفعلى للهوائيات فوق سطح البحر هو ٢٧٠ متراً ، أى ما يعادل ٨٨٠ قدماً وهو إرتفاع جيد يتيح خط نظر (Line of sight) بعيد ويقدر بالأميال بنحو الجذر التربيعى لضعف إرتفاع الهوائيات فوق سطح البحر مقاساً بالقدم ، أى :

= √ ٢ × ٨٨٠ ميلا = √ ١٧٦٠ = ٤٢ ميلا
(نحو ٦٨ كيلو متراً)

ومعنى ذلك أنه لو كان هوائى الاستقبال على سطح الأرض على هــذا البعد من المقطم فإنه يمكن أن « يرى » أى يلتقط الصورة مباشرة . وإذا استخدم هوائى استقبال مرتفع عن سطح الأرض ، فان المسافة السابقة تزيد حسب نفس القانون السابق ، أى بمقدار الجذر التربيعى لضعف إرتفاع هوائى الاستقبال فوق سطح البحر ، فاذا فرض أن هذا الارتفاع = ٣٢ قدماً فان :

زيادة المسافة = √ ٢ × ٣٢ = ٨ أميال

وبذلك يمكن رؤية إشعاع هوائى الإرسال بالمقطم على بعد ٤٢ + ٨ = ٥٠ ميلا .

وسيتبين من المثال الحسابى الذى سنذكره فيما بعد أنه عند هــذه المسافة يمكن أن تستقبل قوة إشارة جيدة ، باختيار مناسب لقوة المحطة ودرجة توجيه (كسب) الهوائى.

قدرة محطة الارسال التليفزيونى :

أختير للبرنامج الرئيسى محطة إرسال تليفزيونى ذات قدرة تساوى ١٠ ك. و. (للصورة) وأختير للبرنامج الثانى محطة قدرتها ٢ ك. و. (للصورة) .

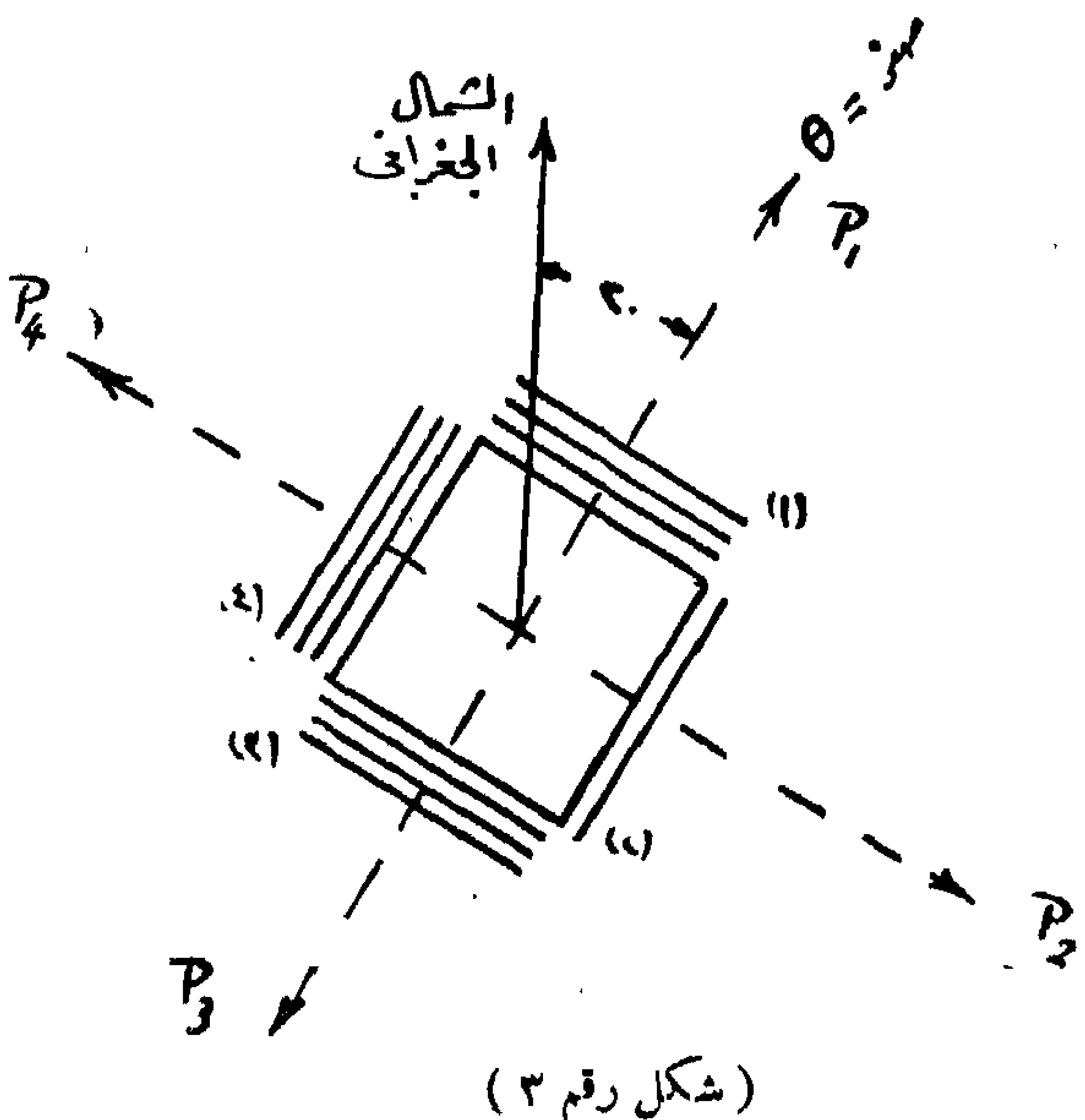
هوائى الارسال :

استخدم هوائى إرسال من نفس النوع لكل من المحطتين وهو من نوع TFD-10H ويتكون من عشرة مجموعات هوائيــة (Panels) ، كل مجموعة Panel تتكون كما فى شكل رقم ١ من أربعة هوائيات Dipoles من النوع الذى يشتغل على نطاق ترددى واسع Wide band موضوعين فوق بعض ليكونوا تشكيلة هوائية Array . وطول كل منهم يبلغ موجة كاملة عند التردد المتوسط الذى صمم عليه الهوائى .

ويغذى كل هوائى بنفس الوجه بواسطة خط تغذية له مقاومة ، تساوى مقاومة الهوائى ، إذ يخرج من كابل التغذية الرئيسى بعد الموازن "Balun" (الذى يحول الكابل المحورى غير المتوازن إلى خطين متوازيين بالنسبة للارض) خطين يغذيان المجموعتين العليا والسفلى ، ثم تغذى هوائيات كل مجموعة بخط له نفس الطول .

وتوجد خلف المجموعة الهوائية وعلى بعد نصف موجه منها شبكة عاكسة Reflector (أنظر شكل ١) ، وظيفتها عكس الإشعاع ليكون فى اتجاه واحد .

ويوضح شكل ٢ توزيع الإشعاع فى الاتجاهات المختلفة (الشكل الإشعاعى Radiation Patten) لمجموعة واحدة (One Panel) عند القنوات التليفزيونية ٥ ، ٨ ، ١٠ (نظام دولى CCIR) .



(شكل رقم ٣)

ويمثل المنحنى المتصـــل الاشعاع فى المستوى الأفقى (لهوائيات أفقية) ، والمنحنى المتقطع الاشعاع فى المستوى الرأسى (لهوائيات أفقية) .

وقد وزعت المجموعات الهوائية العشرة فى الاتجاهات المختلفة كما فى شكل ٣ . وروعى فى التوزيع أن جبل المقطم يقع جنوبى شرق القاهرة ، وبذلك وجه معظم الاشعاع فى اتجاه القاهرة ، وجزء صغير منه فى اتجاه الجنوب الغربى ، كما روعى خدمة المنطقة جنوب الوجه البحرى وشمال الوجه القبلى كما هو موضح فى الخريطة رقم ١ .

توزيع القدرة الاشعاعية فى الاتجاهات المختلفة :

الهوائى المستخدم هو هوائى موجه بمعنى أنه يوجه الاشعاع الأكبر إلى الجهة المطلوب فيها إشارة قوية على مسافة بعيدة ، والاشعاع الأقل إلى الجهة المطلوب فيها إشارة قوية على مسافة أقل .

ولحساب توزيع القدرة الاشعاعية فى الاتجاهات المختلفة نبدأ أولا بحسابها فى الاتجاهات الرئيسية التى تصل فيها إلى أكبر قيمة ، وهى الاتجاهات العمودية على مستوى الهوائيات (اتجاه P_1 ، P_2 ، P_1 ، P_4 شكل ٣) .

والقدرة الفعلية فى اتجاه معين =

(قدرة المحطة — الفقد فى الكابل الموصل للهوائى) ×
× (مقدار كسب مجموعة واحدة من الهوائيات Panel) ×
(نسبة القدرة الداخلة إلى مجموعة الهوائيات فى هذا الاتجاه) ×
× (عـــدد مجموعات الهوائيـات فى هـذا الاتجاه)
= ق × ك × ن × ع (١)

فبالنسبة للبرنامج الرئيسى من المقطم الذى يذاع على القناة رقم ٥ (CCIR)، قدرة المحطة = ١٠ك. و. (تناظر ١٠دب بالنسبة لـ ١ ك. و.) والكابل المستخدم لنقل الترددات التليفزيونيـة من المحطة إلى الهوائيات من نوع الكابل المحورى ذو القطر الخارجى $3\frac{1}{8}$" ، ومقـــدار الفقد فيه ١٧ر٠ دب لكل ١٠٠ قدم ، وعليه فإن الفقد الكلى فى الكابل (طوله ٨٨٠ قدماً)

= ١٧ر٠ × ٨ر٨ = ١ر٥ دب

فإذا أهملنا أى فقد آخر ، فإن القـدرة الداخلة للهوائيات

= ١٠ — ١ر٥ = ٨ر٥ دب فوق ١ ك. و.

وهذه تناظر قدرة = ١ر٧ ك. و.
= ق فى معادلة (١)

مقدار كسب مجموعة واحدة من الهوائيات عند القناة ٥ (نظام CCIR)

= ك = ٥ر١٣ (نسبة إلى الهوائى غير موجه)

وفى اتجاه P_1 : ن = عدد مجموعات الهوائيات فى اتجاه P_1 / العدد الكلى لمجموعات الهوائيات = ٣/١٠

ع = عدد مجموعات الهوائيات فى اتجاه P_1 = ٣

وبالتعويض فى المعادلة (١) نجد أن القدرة الاشعاعية الفعلية
E.R.P. (Effective Radiated Power)
فى اتجاه P_1 = ١ر٧ × ٥ر١٣ × ٣/١٠ × ٣ = ٨٦ ك.و.

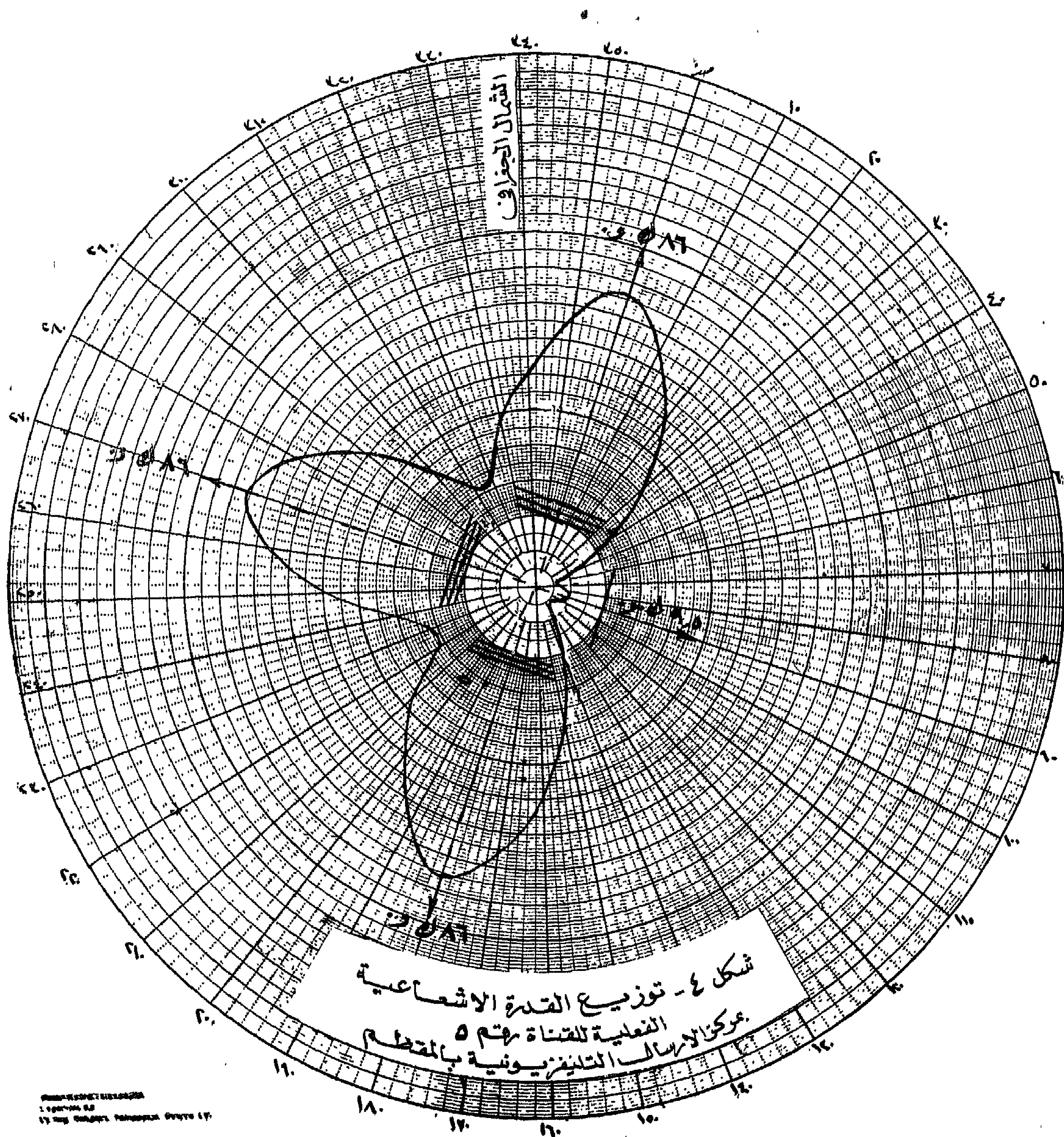
ومن شكل ٣ ، نرى أنه يوجد فى الاتجاهين P_3 ، P_4 نفس عدد المجموعات الهوائية التى فى اتجاه P_1 وعليه فان القدرة الاشعاعية فى اتجاهها = ٨٦ ك. و. أيضاً

أما فى اتجاه P_2 (حيث توجد مجموعة هوائية واحدة) فإن القدرة الاشعاعية الفعلية

= ١ر٧ × ٥ر١٣ × ١/١٠ × ١ = ٥ر٩ ك. و.

ولحساب القدرة الاشـــعاعية الفعلية فى الاتجاهات الاخرى تجمع القدرة الاشعاعية الفعلية النـــاتجة من المجموعات المختلفة التى لها قيمة فى الاتجاه الذى تحسب له القدرة الاشعاعية .

ففى المنطقة بين اتجاهى P_1 ، P_2 ، تجمع القدرة الاشعاعية الناتجة عن المجموعة (١) إلى القدرة الاشعاعية الناتجة عن المجموعة (٢) فى الاتجاه الذى تحسب له القدرة الاشعاعية .



شكل ٤ - توزيع القدرة الاشعاعية الفعلية للقناة رقم ٥ بمركز الارسال التليفزيونية بالمقطم

وحيث إن القدرة الاشعاعية تتناسب مع مربع شدة المجال.

وحيث إن الشكل الاشعاعى (شكل ٢) يتناسب مع شدة المجال (وهو مرسوم على اعتبار أن أقصى قيمة = ١) فان القدرة الاشعاعية لأية مجموعة تتناسب مع مربع قيمة الشكل الاشعاعى فى الاتجاه الذى تحسب له.

ويبين جدول رقم (١) حساب القدرة الاشعاعية الفعلية فى الاتجاهات المختلفة كما يبين شكل ٤ توزيع القدرة الاشعاعية فى الاتجاهات المختلفة لمحطة التليفزيون بالمقطم (قناة ٥) .

جـــدول رقم (١)

توزيع القدرة الإشعاعية الفعلية فى الاتجاهات المختلفة لمحطة الارسال التليفزيونى الرئيسية بجبل المقطم (قناة ٥)

(أنظر شـكل ٣ لتوضيح الرموز)

°Θ	F قيمة الشكل الاشعاعى	F^2	P_1 P_3 kw	P_2 kw	P_T kw	P_T db	°Θ	P_1 P_3 kw	P_4 kw	P_T kw	P_T db
صفر/١٨٠	١	١	٨٦	صفر	٨٦	١٩ر٣٥	١٨٠/٣٦٠	٨٦	صفر	٨٦	١٩ر٣٥
١٠/١٧٠	٠ر٩٤	٠ر٨٨	٧٥ر٦	صفر	٧٥ر٦	١٨ر٨	١٩٠/٣٥٠	٧٥ر٦	صفر	٧٥ر٦	١٨ر٨
٢٠/١٦٠	٠ر٨٣٥	٠ر٧	٦٠ر٢	صفر	٦٠ر٢	١٧ر٨	٢٠٠/٣٤٠	٦٠ر٢	صفر	٦٠ر٢	١٧ر٨
٣٠/١٥٠	٠ر٦٩	٠ر٤٨	٤١ر٣	٠ر١	٤١ر٤	١٦ر١٦	٢١٠/٣٣٠	٤١ر٣	٦ر٩	٤٨ر٢	١٦ر٨٣
٤٠/١٤٠	٠ر٥٢	٠ر٢٧	٢٣ر٢	٠ر٩٥	٢٤ر٢	١٣ر٨	٢٢٠/٣٢٠	٢٣ر٢	٨ر٦	٣١ر٨	١٥
٥٠/١٣٠	٠ر٣٢	٠ر١	٨ر٦	٢ر٥٦	١١ر٢	١٠ر٥	٢٣٠/٣١٠	٨ر٦	٢٣ر٢	٣١ر٨	١٥
٦٠/١٢٠	٠ر١	٠ر٠١	٠ر٩	٤ر٥٥	٥ر٥	٧ر٥	٢٤٠/٣٠٠	٠ر٩	٤١ر٣	٤٢ر٢	١٦ر٢٥
٧٠/١١٠	صفر	صفر	صفر	٦ر٦٥	٦ر٧	٨ر٢٥	٢٥٠/٢٩٠	صفر	٦٠ر٢	٦٠ر٢	١٧ر٨
٨٠/١٠٠	صفر	صفر	صفر	٨ر٣٥	٨ر٤	٩ر٢٥	٢٦٠/٢٨٠	صفر	٧٥ر٦	٧٥ر٦	١٨ر٨
٩٠	صفر	صفر	صفر	٩ر٥	٩ر٥	٩ر٨	٢٧٠	صفر	٨٦	٨٦	١٩ر٣٥

Θ = الزاوية بين اتجاه P_1 والاتجاه الذى تحسب له القدرة الاشعاعية .

F = قيمة الشكل الاشعاعى عند Θ .

$P_{1,2,3,4}$ = القـــدرة الاشعاعية فى اتجاه P_1 ، P_2 ، P_3 ، P_4 .

P_T = القـــدرة الاشعاعية الفعلية الـكلية .

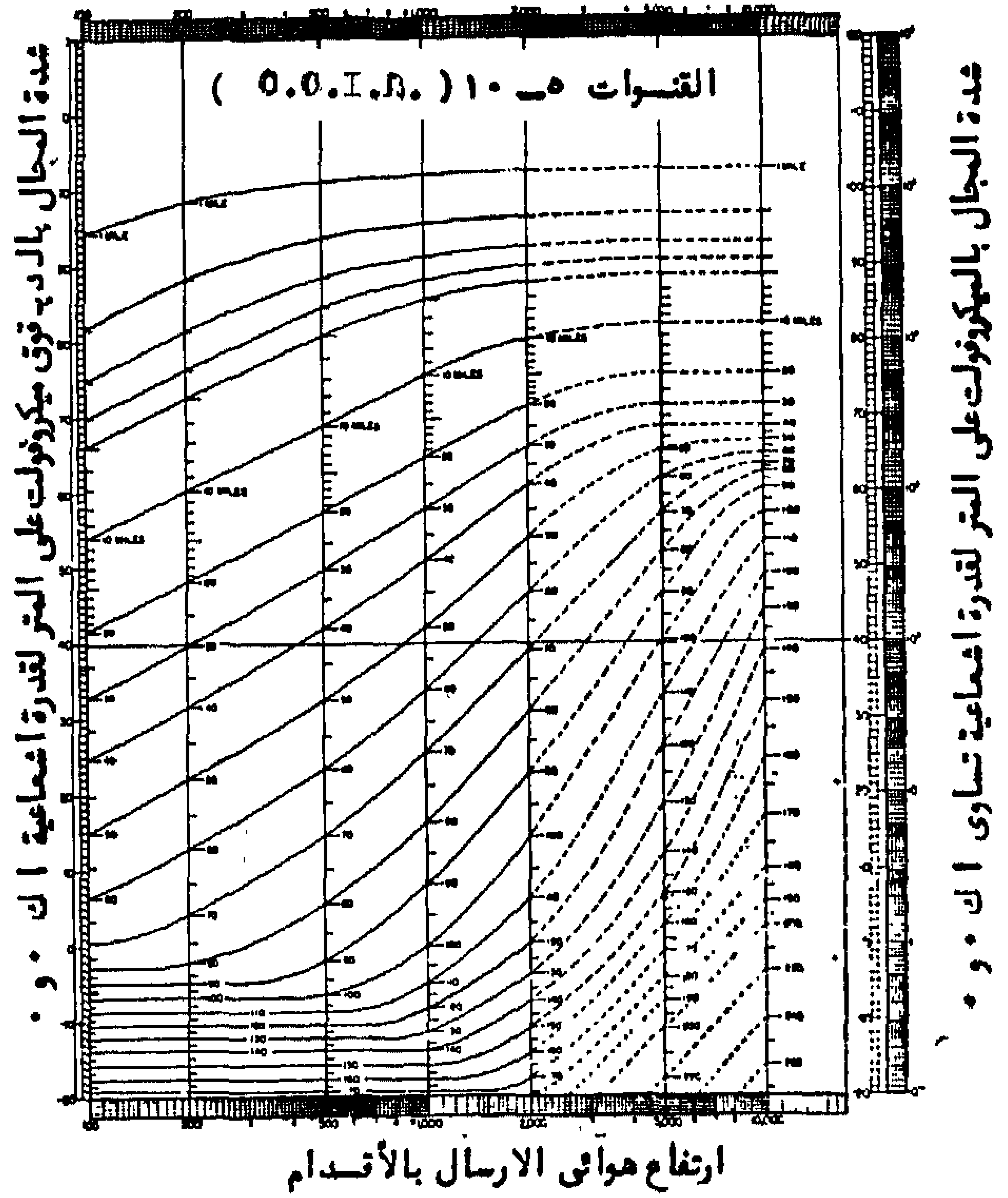
مدى اسـتقبال محطة التليفزيون للبرنامج الرئيسى من المقطم (قناة ٥)

بعد حساب توزيع القدرة الاشعاعية الفعلية فى الاتجاهات المختلفة ، يسهل الآن حساب مدى استقبال المحطة فى المناطق المختلفة حولها .

ويتم ذلك بتحديد بعد الأماكن التى تستقبل الإشارة التليفزيونية بشدة معينة ولتكن مثلا ٦٤٠ ميكرو فولت — وهى إشـارة تعطى صورة جيدة . وبعد ذلك يمكن رسم منحنى يبين مدى استقبال المحطة بشدة ٦٤٠ ميكرو فولت .

ولـما كان انتشار الموجات بصفة عامة يخضع لعوامل كثيرة لا يمكن حصرها نظرياً ، لهـذا أعدت منحنيات إحصائية عن متوسط استقبال الاشارة التليفزيونية بشدة معينة ٥٠ ٪ من الوقت و ٥٠ ٪ من الأماكن لقدرة إشعاعية فعليـة تساوى ١ ك. و. بواسطة هوائى مرتفع عن سطح الأرض بمقدار ١٠ أمتار .

ويبين شـكل ٥ مجموعة من هذه المنحنيات للقنوات ٥ — ١٠ (نظام CCIR الدولى) .



شكل (٥) متوسط قيمة الاشارة التليفزيونية ٥٠٪ من الوقت فى ٥٠٪ من الأماكـــــن

وباستخدام هذه المنحنيات يمكن حساب المسافة التى تساوى عندها شـدة الموجة المستقبلة ٦٤٠ ميكروفولت بالطريقة الآتية :—

(١) تحسب أولا شـدة المجال التى تنتج لو كانت القدرة الفعلية ١ ك. و. وليست القيمة المعطاة فى جدول ١ فى الاتجاهات المختلفة ، وحيث إن ٦٤٠ ميكروفولت تناظر ٥٦ د. ب. فوق الميكروفولت فإنه مثلا فى اتجاه P_1 حيث القدرة الفعلية تعادل ١٩٫٣٥ د ب فوق ١ ك. و. فإن شدة المجال فى هذا الاتجاه لو كانت القدرة الفعلية مساوية ١ ك. و. هى :

٥٦ — ١٩٫٣٥ = ٣٦٫٦٥ د ب فوق الميكروفولت

وهذه الخطوة ضرورية لأن منحنيات شكل ٥ مبنية — كما ذكر سابقاً — على قدرة إشعاعية فعلية تعادل ١ ك. و.

٢ — بمعرفة شدة المجال لقدرة إشعاعية = ١ ك و. وإرتفاع الهوائيات (٨٨٠ قدماً فى المقطم) ، يمكن أن نحصل مباشرة على المسافة التى تكون شدة الإشارة المستقبلة الفعلية عندها = ٦٤٠ فولت وذلك من منحنيات شكل ٥ .

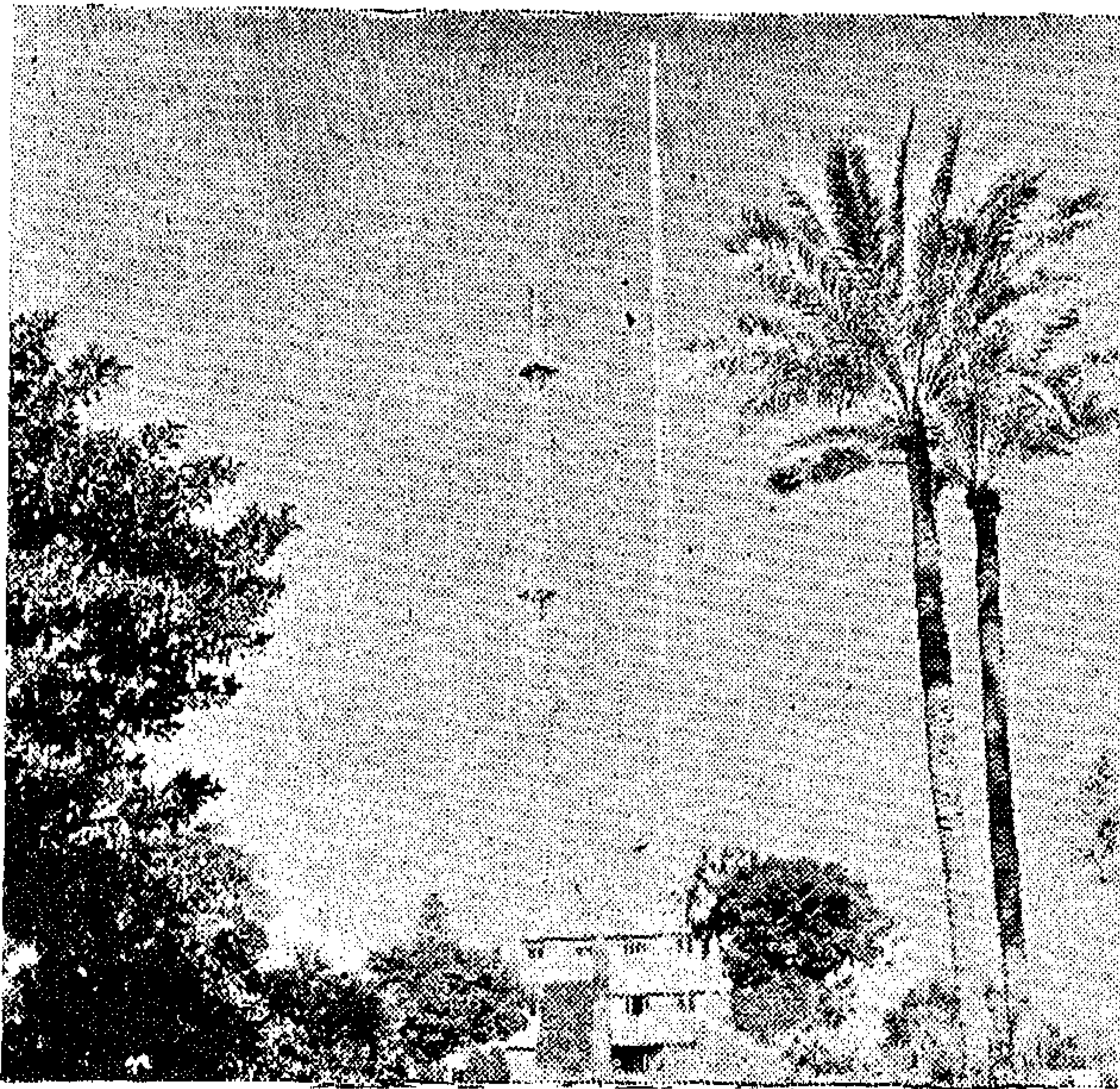
وهى تساوى ٥٢ ميلا

وبنفس الطريقة السابقة يمكن حساب مدى الاستقبال التليفزيونى فى الاتجاهات الأخرى .

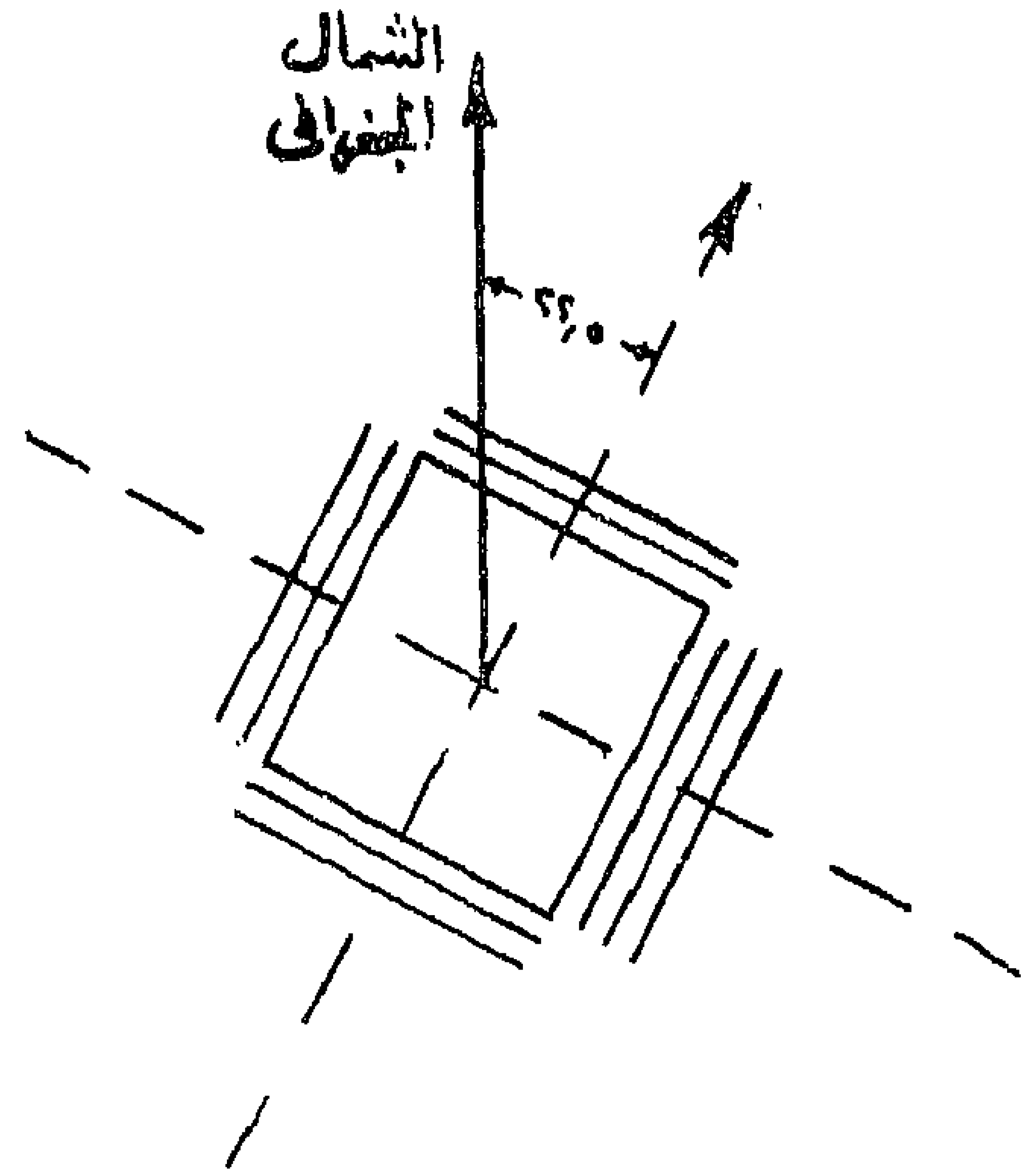
وقد رسمت نتائج هذه الحسابات فى خريطة رقم ١ على شكل منحنى يمثل مدى إستقبال المحطات الرئيسية بشـدة تساوى ٦٤٠ ميكروفولت . وحول القاهرة يوجد منحنيان الخارجى يمثل مدى استقبال القناة ٥ (التى قدرة محطتها ١٠ ك. و.) والداخلى يمثل مدى اسـتقبال القنـــاة ٧ (التى قدرة محطتها ٢ ك. و.) .

(ب) مركز الارسال التليفزيونى بالاسكندرية :

يصل البرنامج التليفزيونى إلى الاسكندرية عن طريق وصلة لاسلكية سنتيمترية ، ثم تعاد إذاعته بواسطة محطة إرسال تليفزيونى ذات قدرة تساوى ٢ ك. و. ، عن طريق مجموعات هوائية موزعة كما فى شـكل ٦ على صار إرتفاعه ٣٠٠ قدماً .



(صورة رقم ٢)
مركز الارسال التليفزيونى والاذاعى بالاسكندرية

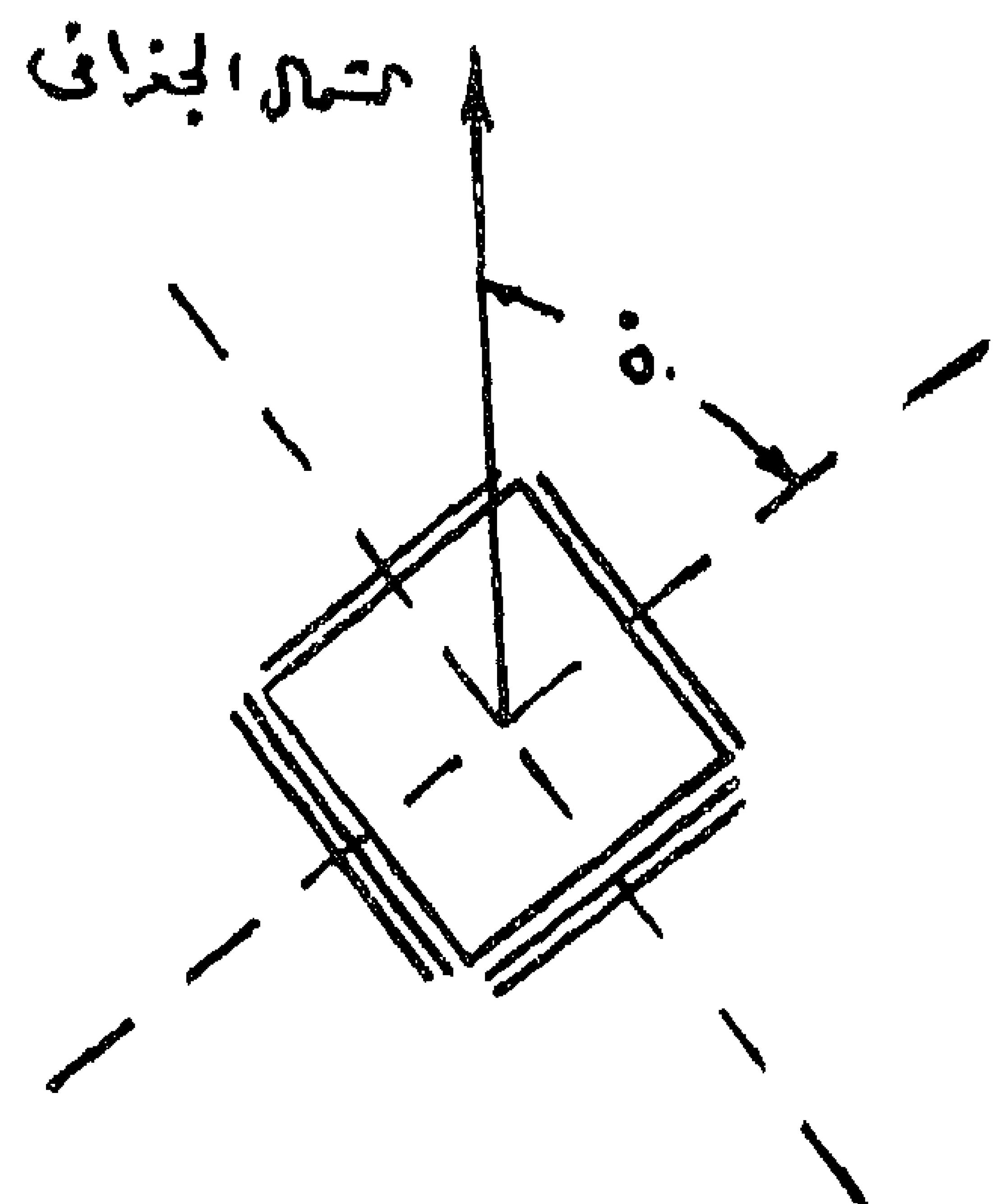


(شكل رقم ٦)

وقد تم عمل حسابات مدى استقبال المحطة باشارة تليفزيونية شدتها ٦٤٠ ميكروفولت وحصل على المنحنى المبين حول مدينة الاسكندرية فى خريطة رقم (١) .

(ح) مركز الارسال التليفزيونى بالمنصورة (بطرة) :

يصل البرنامج التليفزيونى أيضاً إلى المنصورة عن طريق وصلة لاسلكية سنتيمترية ، ثم تعاد إذاعته بواسطة محطة إرسال تليفزيونى ذات قدرة تساوى ٢ ك و. ، عن طريق مجموعات هوائية موزعة كما فى شكل ٧.



(شكل رقم ٧)

هذا وقد استغل أحد صوارى الاشعاع للموجة المتوسطة ذات الارتفاع الشاهق ووضعت عليه مجموعة الهوائيات التليفزيونية على ارتفاع ٨٢٠ قدماً .

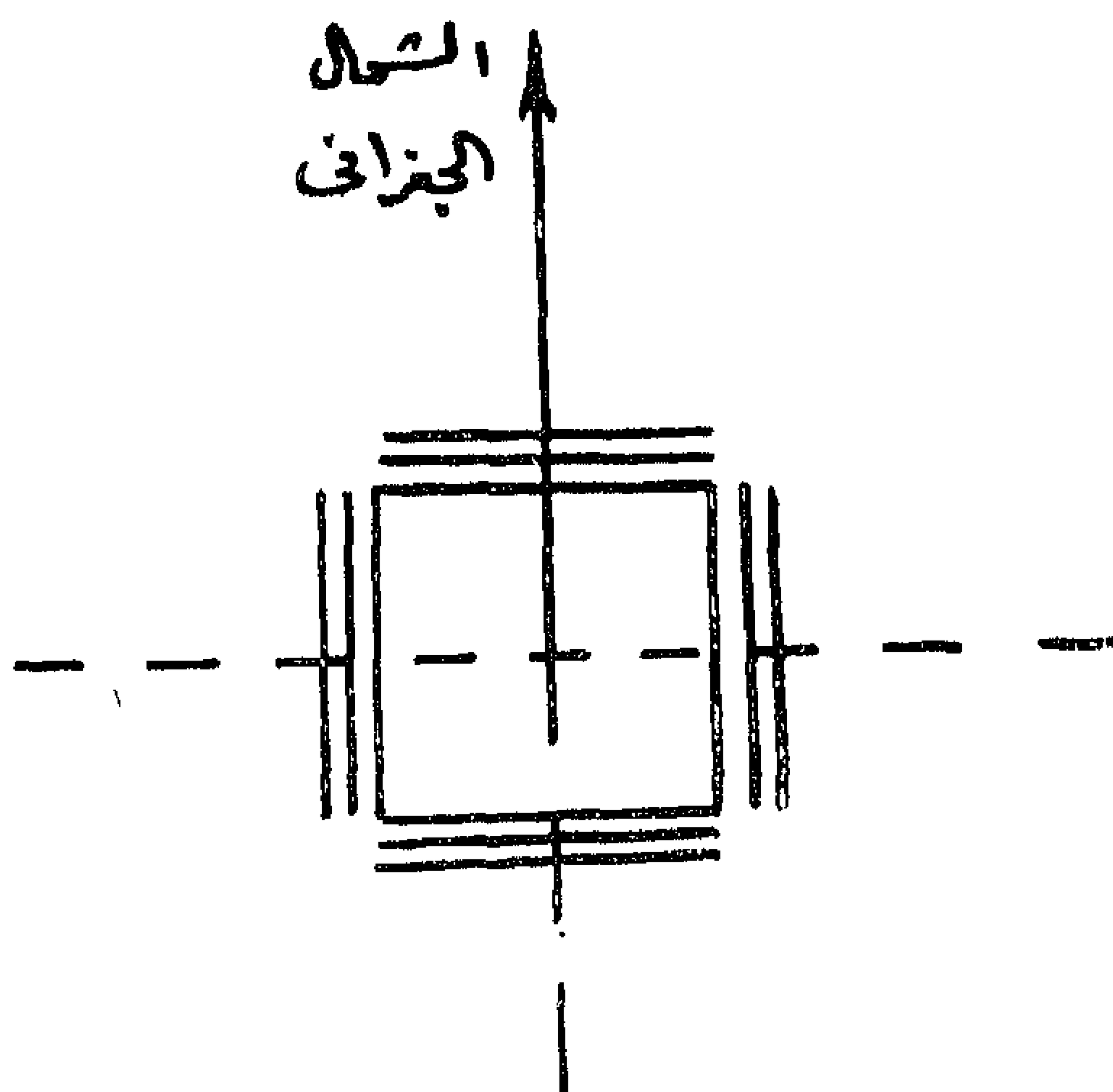
وبطريقة مماثلة للحسابات السابقة تم عمل منحنى مدى استقبال محطة بطرة كما هو موضح بالمنحنى حولها فى الخريطة رقم (١) .

(د) مركز الارسال التليفزيونى بأسوان :

ما زال هذا المركز فى مرحلة التركيب ، وقد تم تركيب الصارى والهوائيات التليفزيونية ، وينتظر أن يتم تركيب محطة الارسال التليفزيونى وأجهزة التليسينما وأجهزة التسجيل التليفزيونى المرئى (الفيديوتيب) وأجهزة المراقبة . . الخ . ويفتتح المركز فى عيد الثورة العاشر .

ويعتبر مركز الارسال التليفزيونى بأسوان مستقلا عن المراكز التليفزيونية الاخرى ، وتصل اليه البرامج مسجلة ثم تعاد اذاعتها منه .

ومحطة ارسال أسوان التليفزيونية ذات قدرة = ٢ ك و. ، وتوجد ٨ مجموعات هوائية موزعة كما فى شكل ٨ وقد استغلت قمة جبل هارون لوضع المحطة عليها ، وأصبح ارتفاع الهوائيات عن مستوى سطح البحر نحو ١٦٠ متراً .



(شكل رقم ٨)

ويلاحظ أن منحنى مدى الاستقبال سيكون قريبا جدا من الدائرة ، وذلك لان موقع المحطة متوسط بالنسبة للمنطقة التى يرغب فى خدمتها ، والتى تقع فى حدود دائرة نصف قطرها نحو ٣٠ كيلو مترا .

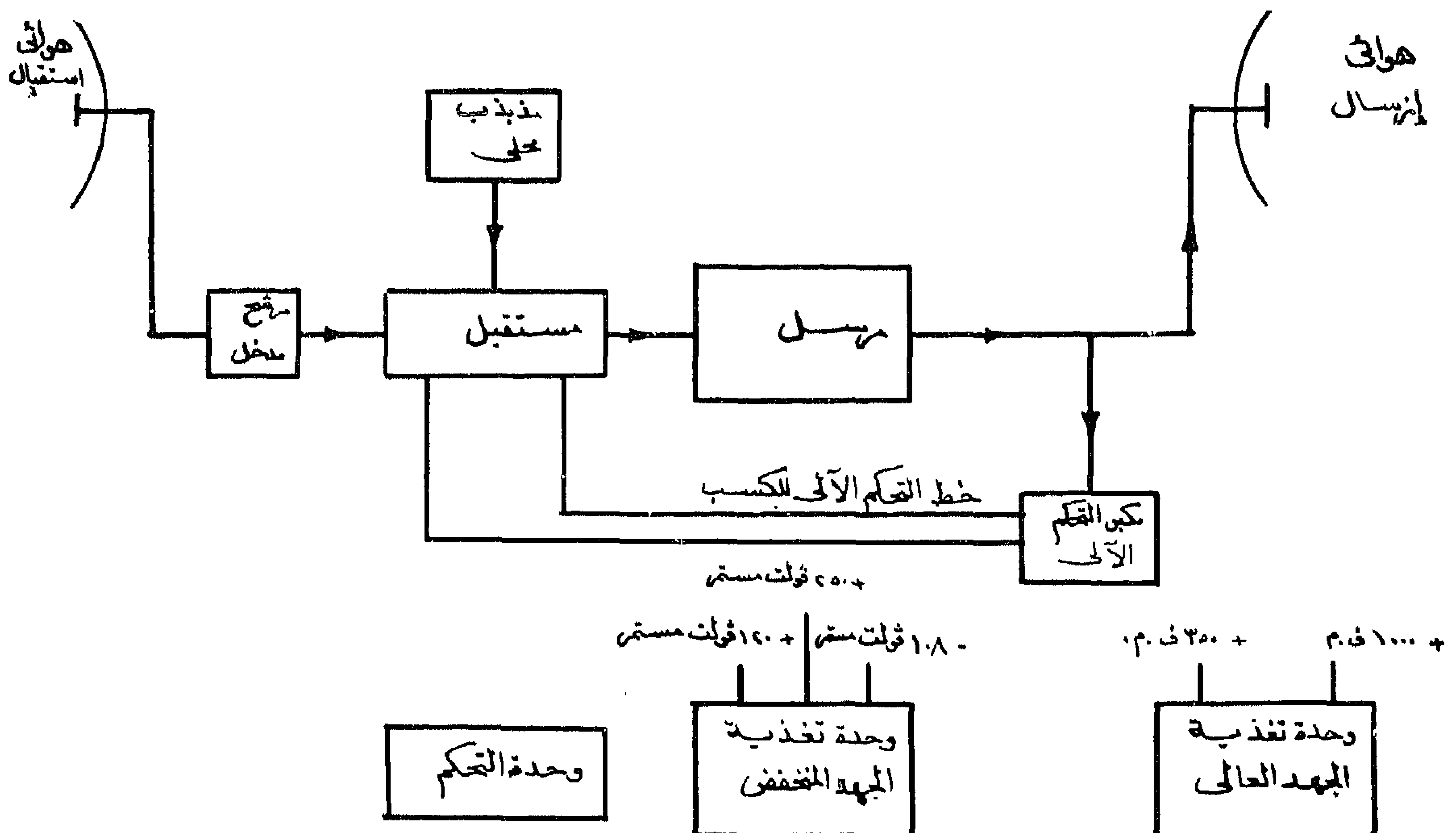
(هـ) المحطات التليفزيونية التابعة فى وجهى بحرى وقبلى

المحطات التليفزيونية التابعة أتاحت بطريقة بسيطة واقتصادية نقل البرامج التليفزيونية من المراكز التليفزيونية الرئيسية إلى المناطق المتطرفة ، مع إمكانية خدمة المنطقة التى بين المحطات التابعة ، إذ أنها تنقل البرنامج على قناة تليفزيونية عادية ، وهى من هذه الناحية تفوق الوصلات اللاسلكية السنتيمترية ، التى تنقل البرامج التليفزيونية على ترددات أعلى بكثير من الترددات التليفزيونية .

والفكرة الأساسية فى المحطات التابعة هى أنها تلتقط قناة تليفزيونية عادية ثم تحولها إلى قناة تليفزيونية أخرى مكبرة بدون الانتقال إلى مرحلة الكشف Demodulation والمحطات التابعة على هذا الأساس ماهى إلا مكبر الكترونى من النوع (أ) له حساسية جهاز استقبال تليفزيونى عالى الجودة ، وتعطى قدرة خارجة تعادل جهاز تليفزيونى ذو قدرة خارجة تساوى ٧٥ واتاً .

والسبب فى تحويل القناة التليفزيونية الى قناة أخرى أثناء تكبيرها هو أنه لا يمكن تصميم هوائى ارسال وهوائى استقبال قريبين من بعضهما يعملان على نفس التردد (القناة) بدون أن تحدث تغذية خلفية مما يضر بنظام الارسال كله .

ويمثل شكل ٩ رسماً توضيحياً لأجزاء محطة تابعة . فعن طريق هوائى استقبال ذو كسب عالٍ تلتقط الاشارة التليفزيونية إما مباشرة من محطة الارسال التليفزيونى الرئيسية أو من المحطة التابعة السابقة لها ، وتمر على مرشح مدخل Input Filter يختار القناة التليفزيونية المطلوب استقبالها ويمنع دخول أية إشارة غير مرغوب فيها إلى المحطة



شكل توضيحى يبين اجزاء محطة تليفزيونية تابعة

(شكل رقم ٩)

وتمر الاشارة بعد ذلك على الجزء المستقبل من المحطة حيث تحول إلى القناة التليفزيونية التى يرغب إرسالها ، وبعد ذلك تمر على جهاز إرسال (مكبر قدرة لترددات عالية جداً) ، ثم تشع عن طريق هوائى إرسال ذو كسب عال .

ويوجد نظام التحكم الآلى Automatic Gain Control ليتيح استقبال الاشارة التليفزيونية بقوى مختلفة ، وبذلك يقل احتمال حدوث تداخل Crosstalk عند استقبال إشارات قوية .

وتمتاز المحطات التابعة بأنها يمكن أن تشتغل وحدها بدون اشراف أى فني ، اذا ما مدت بالتيار الكهربائى اللازم .

المحطات التليفزيونية التابعة فى الوجه البحرى :

أختيرت المحطات التابعة فى الوجه البحرى فى كل من القصاصين والاسماعيلية والسويس ؛ وكان التصميم المبدئى أن تلتقط المحطة التابعة فى السويس إشارتها من القناة الرئيسية ٥ التى تذيعها محطة الارسال الرئيسية بالمقطم ، ثم تحولها إلى قناة أخرى تخدم مدينة الاسماعيلية والمنطقة ما بين الاسماعيلية وبورسعيد ثم تلتقطها محطة تابعة أخيرة فى بورسعيد وتحولها إلى قناة أخرى تخدم بور سعيد والمنطقة التى حولها .

ولكن تبين بعد رسم منحنى إرتفاع الأرض بين القاهرة والسويس Path Contour أو Profile Chart أن المسار بين القاهرة والسويس تعترضه جبال ومرتفعات كثيرة ، لا يمكن تلافيها إلا بوضع المحطة التابعة فى السويس على قمة جبل عتاقة . ولكن هذا الموقع صعب الوصول إليه كما لا يتمتع بأمان كاف ، ولهذا عدل التصميم بحيث تنشأ محطة تابعة فى القصاصين تلتقط البرنامج الرئيسى من القناة ٥ (المقطم) ، وتعطيها إلى المحطة التابعة التى تليها فى الاسماعيلية وهذه بدورها تعطيها إلى المحطة التابعة فى السويس .

المحطات التابعة فى وجه قبلى

تم إنشاء محطات تابعة فى كل من بوش (قرب بنى سويف) ومغاغة والمنيا وملوى والقوصية لنقل البرامج التليفزيونية من القاهرة جنوباً إلى وجه قبلى .

وتوضح الخريطة رقم ١ القناة التليفزيونية المستخدمة فى كل محطة . هذا والهوائيات المستخدمة فى هذه المحطات كلها من نوع TFD المستخدم فى المحطات الرئيسية والذى يمثل مجموعات هوائية Panels توزع فى الاتجاهات المختلفة حسب الرغبة فى توجيه الاشعاع .

حساب مدى استقبال المحطات التليفزيونية التابعة :

لا يختلف حساب مدى استقبال المحطات التليفزيونية التابعة عن حسابها لمحطات الارسال التليفزيونية الرئيسية التى سبق توضيحها ، فقط يؤخذ فى الاعتبار أن القدرة الخارجة من المحطة التابعة هى ٧٥ وات .

(و) الوصلة اللاسلكية السنتيمترية لنقل برامج التليفزيون :

TV Microwave Link

مقدمة :

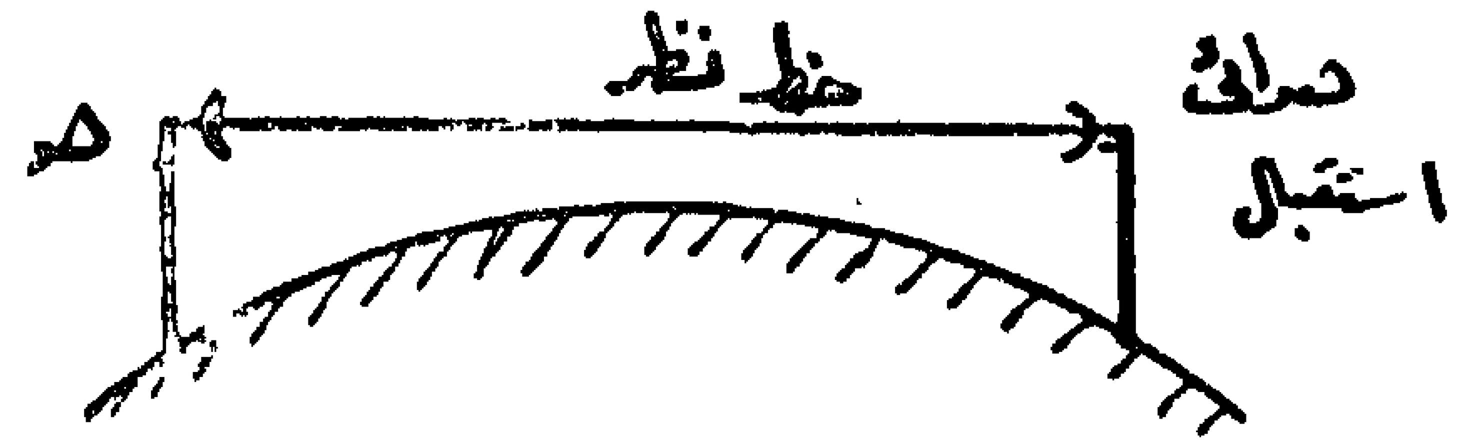
تعتبر الوصلات اللاسلكية السنتيمترية أفضل وسيلة لنقل البرامج التليفزيونية من الاستوديوهات إلى محطات الارسال لنقل البرامج بين البلاد الرئيسية المختلفة . وهى تمتاز عن الكوابل المحورية بقلة محطاتها التابعة ، وتفادى مشكلات مرور الكوابل خلال الأنهار أو الترع أو الجبال كما أن مقدرتها على نقل البرنامج التليفزيونى بصورة جيدة لاتقل عن مقدرة الكوابل المحورية .

لهذا تقرر استخدام وصلة لاسلكية سنتيمترية لنقل برامج التليفزيون بين الاستوديوهات الرئيسية فى مبنى الاذاعة والتليفزيون بماسبيرو ، ومركز الارسال الرئيسى بالمقطم ، كما أنشأت وصلة لاسلكية لنقل برنامج تليفزيونى من القاهرة إلى كل من المنصورة والاسكندرية ، مع وجود إمكانية عكس اتجاه الوصلة بين القاهرة والإسكندرية ، بحيث يمكن نقل برامج التليفزيون من القاهرة إلى الاسكندرية وبالعكس .

فكرة سريعة عن انتشار الموجات السنتيمترية :

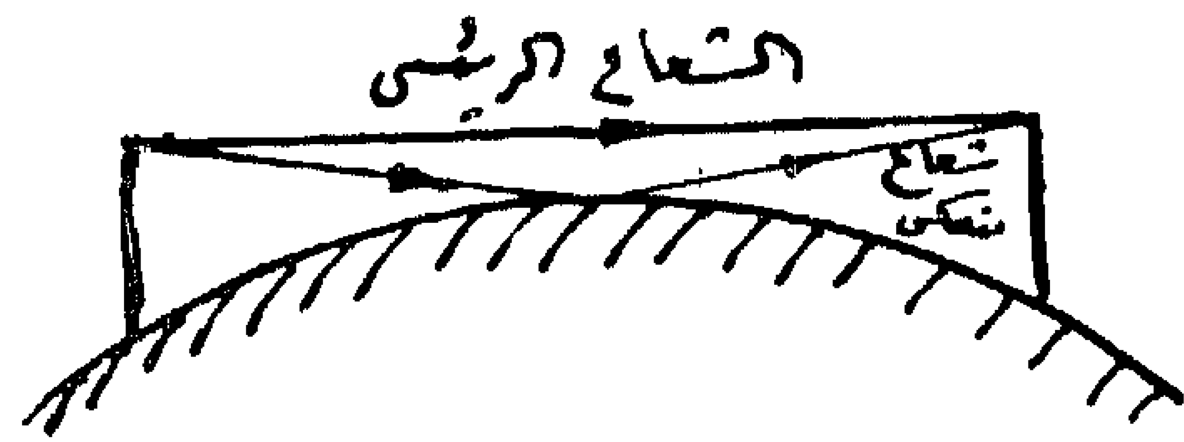
تمتاز الموجات السنتيمترية بانتشارها فى خطوط مستقيمة تماماً كأشعة الضوء ، وأى عائق فى طريقها يمكن أن يحجبها عن المنطقة التى بعده .

لذلك يراعى عند إنشاء الوصلات اللاسلكية السنتيمترية أن يكون هوائى الارسال والاستقبال على خط نظر لا تعوقه كروية الأرض (شكل ١٠) .



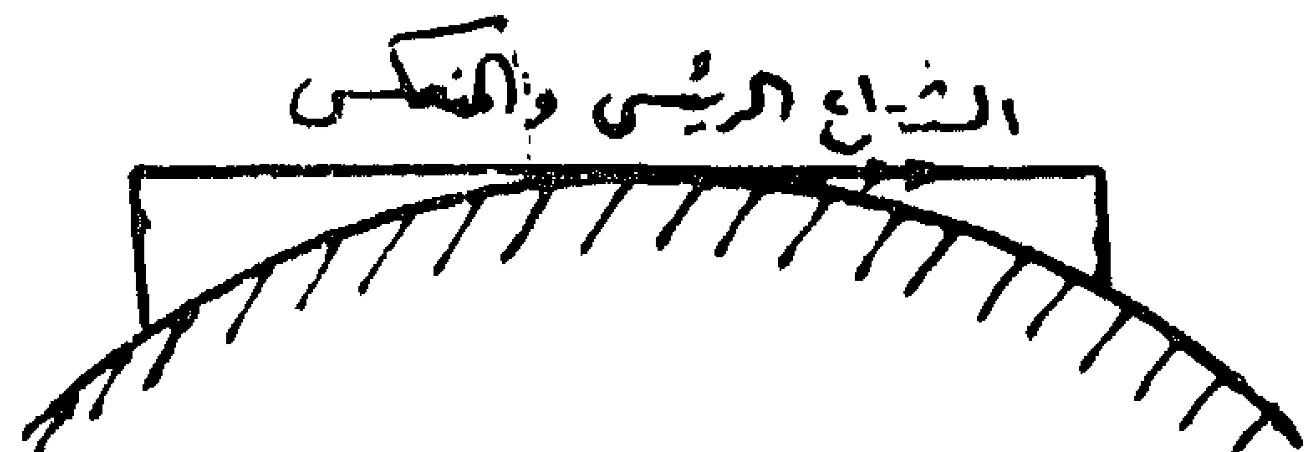
(شكل رقم ١٠)

كما يجب تحاشى أية إنعكاسات فى الطريق يمكن أن يصدر عنها شعاع آخر ، يضاف أو يطرح من الشعاع الرئيسى شكل ١١ .



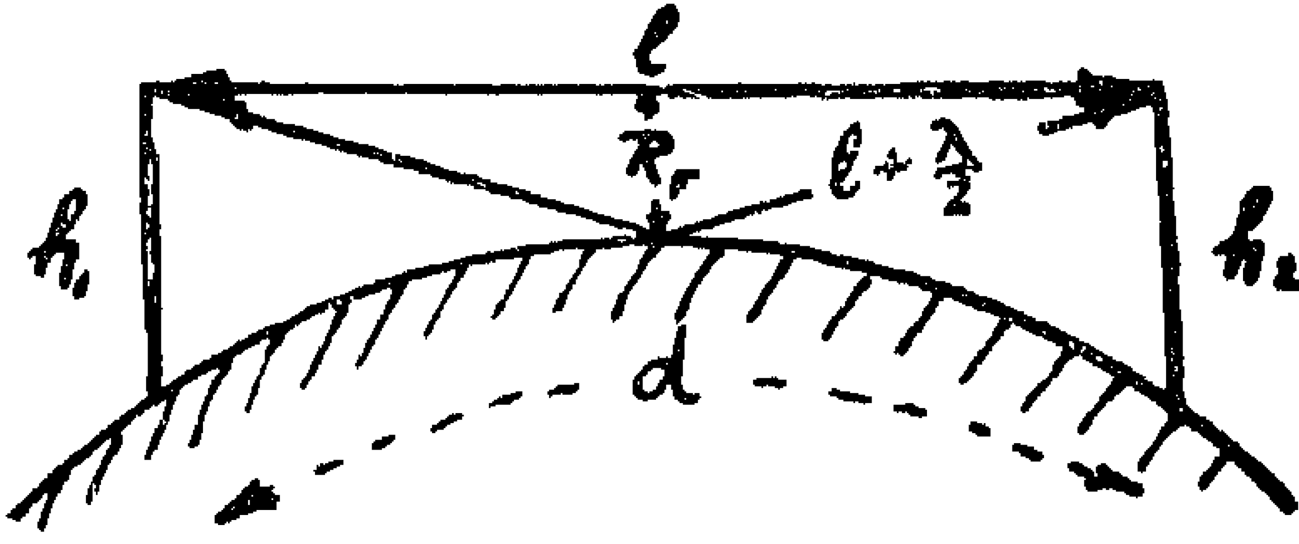
(شكل رقم ١١)

والسبب فى ذلك هو اختلاف طول طريق الشعاعين الرئيسى والمنعكس فإذا كان الفرق بين الطولين صفراً شكل ١٢ ، فإنهما يلاشيان بعضهما ، وذلك لأن الشعاع المنعكس يتغير وجهه عند إنعكاسه بمقدار ١٨٠° وبذلك يصبح سالباً بالنسبة للشعاع الرئيسى ويكون بذلك حاصل جمعها صفراً .



(شكل رقم ١٢)

أما إذا كان الفرق بين طول طريق الشعاعين الرئيسى والمنعكس يعادل طول نصف موجه (شكل ١٣) ، فإن الشعاع المنعكس يتغير وجهه مرتين بمقدار ١٨٠° : الأولى خلال الانعكاس . والثانية بسبب الفرق بين طول الطريقين



(شكل رقم ١٣)

والذى يعادل تغير الوجه بمقدار ١٨٠° . وفى هذه الحالة يضاف الشعاعين إلى بعض ، وتصبح الاشارة الناتجة أعلى من إشارة الشعاع الرئيسى بمقدار يقرب من الضعف .

لذلك فان الوصلات اللاسلكية تصمم عادة فى هـــذا الوضع . أى بحيث يكون الفرق بين مسار الشعاع المنعكس والشعاع الرئيسى طول نصف موجه .

وكما هو واضح من شكل ١٣ ، يجب أن يرتفع مسار الشعاع المنعكس عند نقطة الانعكاس بمقدار معين = R_F يحقق اختلاف طول المسارين بمقدار طول نصف موجه . وهذا الارتفاع يعتمد على المسافة بين المحطتين "d" وعلى طول الموجة «λ» ، ويطلق عليه اسم « نصف قطر فرينل» "Fresnel Radius" أسوة بالتسمية المعروفة فى علم الضوء وهو يساوى بالأمتار عند منتصف المسافة بين المحطتين :

$$R_F = 15.8 \sqrt{\lambda \cdot d}$$

حيث λ = طول الموجة بالأمتار

d = المسافة بين المحطتين بالكيلو مترات

تصميم الوصلة اللاسلكية السنتيمترية بين القــاهرة والاسكندرية والمنصورة :

ولنتتبع الآن خطوات تصميم الوصــلة اللاسلكية السنتيمترية بين القاهرة وكل من الاسكندرية والمنصورة .

١ ـ اختيار مواقع محطات الاعادة والتقوية وارتفاع الهوائيات Repeater Stations

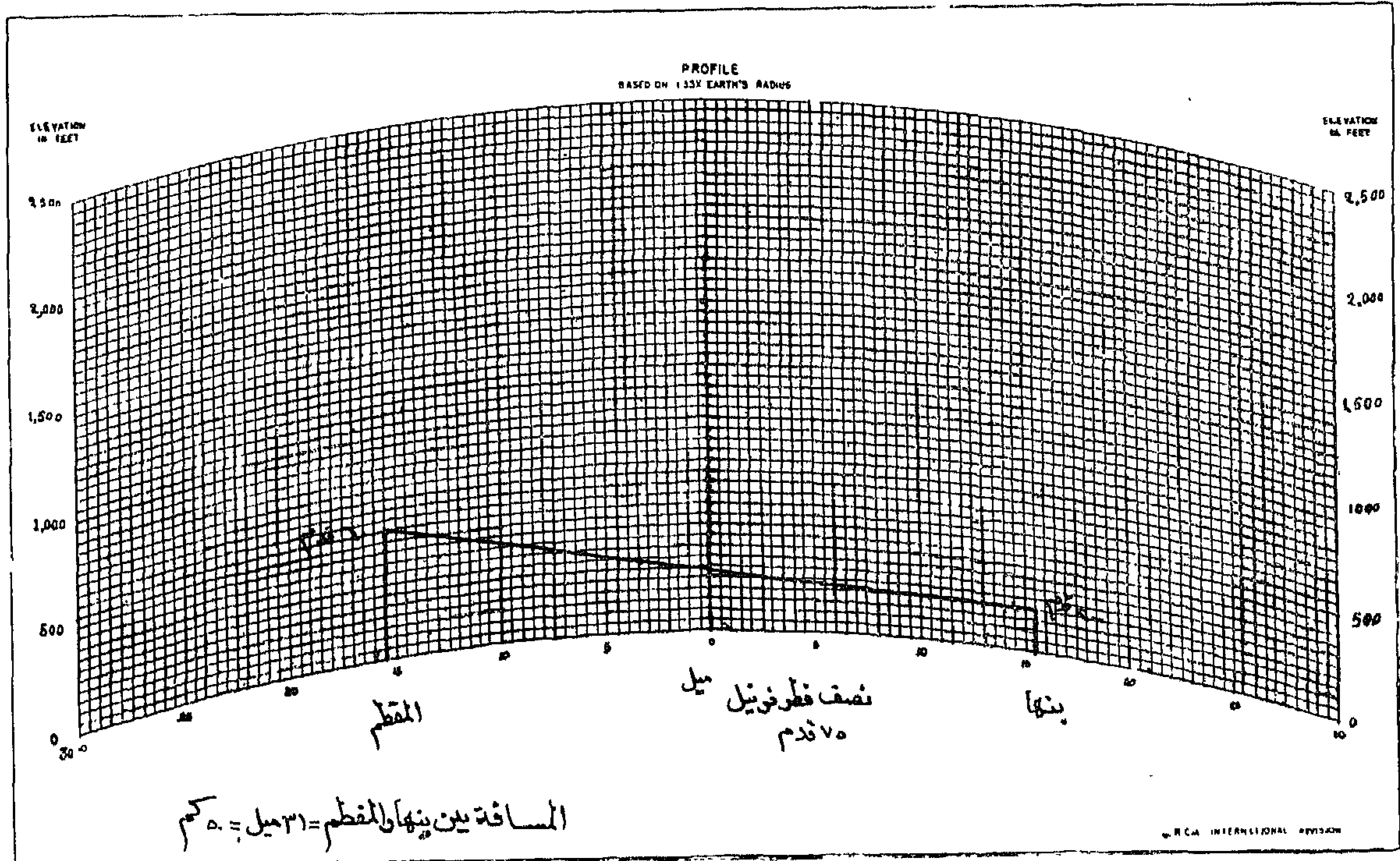
تمتاز منطقة الدلتا باستواء سطحها ، وبذلك لا يعوق الشعاع الصادر من هوائى الارسال سوى كروية الأرض لذلك يجب فقط الارتفاع عن سطح الأرض عند النقط التى يحدث عنها انعكاس من سطح الأرض بمقدار نصف قطر فرينل كما وضح فيما سبق .

ويمكن إجراء جميع الحسابات فى هـذه الحالة (حالة الأرض المستوية) بواسطة الحسابات النظرية دون اللجوء إلى رسم منحنى يبين ارتفاع سطح الأرض بين محطتى الارسال والاستقبال . إلا أنه يستحسن استخدام مثل هذه المنحنيات ، خصوصاً إذا كانت مرسومة على أساس زيادة قطر الأرض بمقدار ⅓ لتأخذ فى الاعتبار الزيادة فى مسار الشعاع عن خط النظر بسبب إنكسار وحيود الشعاع عند ما يقرب من سطح الأرض .

ويبين شكل ١٤ أحد هذه المنحنيات . وتمثل الخطوط المنحنية سطوح كروية فوق سطح الأرض ، والخطوط المستقيمة الرأسية خطوط عمودية على سطح الأرض ويطلق على هذه المنحنيات عادة Profile Charts .

والطريقة المتبعـة فى اختيار محطات الإعادة هى أولا وبصفة مبدئية تختار المحطات فى أقرب البـلاد الرئيسية ، بحيث يكون البعد بين كل محطة وأخرى نحو ٤٠ كيلو متراً وتحدد المواقع على الـ Profile Chart ويبـدأ باختيار ارتفاع الهوائى لإحدى المحطتين ثم يحسب نصف قطر فرنيل فى نقطة الإنعكاس ، وتحدد هاتين النقطتين على الـ Profile Chart ويوصل بينهما ويمـد الخط إلى أن يقابل الخط الرأسى عند المحطة الثانية ، وبذلك يحدد ارتفاع هوائى المحطة الثانية . وتتكرر هذه العملية إذا لم تعطى لأول مرة قيما معقولة وذلك بتغيير إما المسافة بين المحطتين أو ارتفاع الهوائى الأول .

وفى شكل ١٤ تتبين هـذه العملية بالنسبة للوصلة بين القاهرة وبنها . وفى القاهرة استغل ارتفاع جبـل المقطم ووضعت هوائيات الوصلة اللاسلـكية السنتيمترية فوق سطح



(شـكل رقم ١٤)

محطة الإرسال التليفزيوني أي على ارتفاع نحو ٦٠٠ قدم فوق سطح البحر .

وفي بنها استخدم صار عليه هوائي الوصلة على ارتفاع ٢٠٠ قدم فوق سطح الأرض . والمسافة بين القاهرة وبنها تساوي ٣١ ميلا (٥٠ كم) والتردد المستخدم في الوصلة = ٧٠٠٠ ميجاسيكل أي أن طول الموجة λ = ٤٫٣ سم وبذلك يكون طول نصف قطر فرينل .

R_F = ١٥٫٨ $\sqrt{٠٫٠٤٣ \times ٥٠}$ = ٢٣ متراً

= ٧٥ قدم

في منتصف المسافة بين القاهرة وبنها ، كما هو موضح في شكل ١٤ .

وواضح من الشكل أن المسار بين المقطم وبنها مرتفع عن هذه القيمة بما فيه الكفاية .

وبنفس الطريقة السابقة ، وبمعرفة ارتفاع الهوائي في إحدى المحطتين ومقدار نصف قطر فرنيل عند نقطة الانعكاس ، وإعطاء احتياطي لوجود مبان أو أشجار عند نقطة الانعكاس (عادة نحو ١٠ م) ثم اختيار مواقع المحطات الباقية وارتفاعات الهوائيات بها وهي كالآتي :

طنطا : ٢٢٥ قدم .

المنصورة (بطرة) : على صاري الموجة المتوسطة على ارتفاع نحو ٥٧٥ قدماً .

إيتاي البارود : ٢٢٥ قدماً .

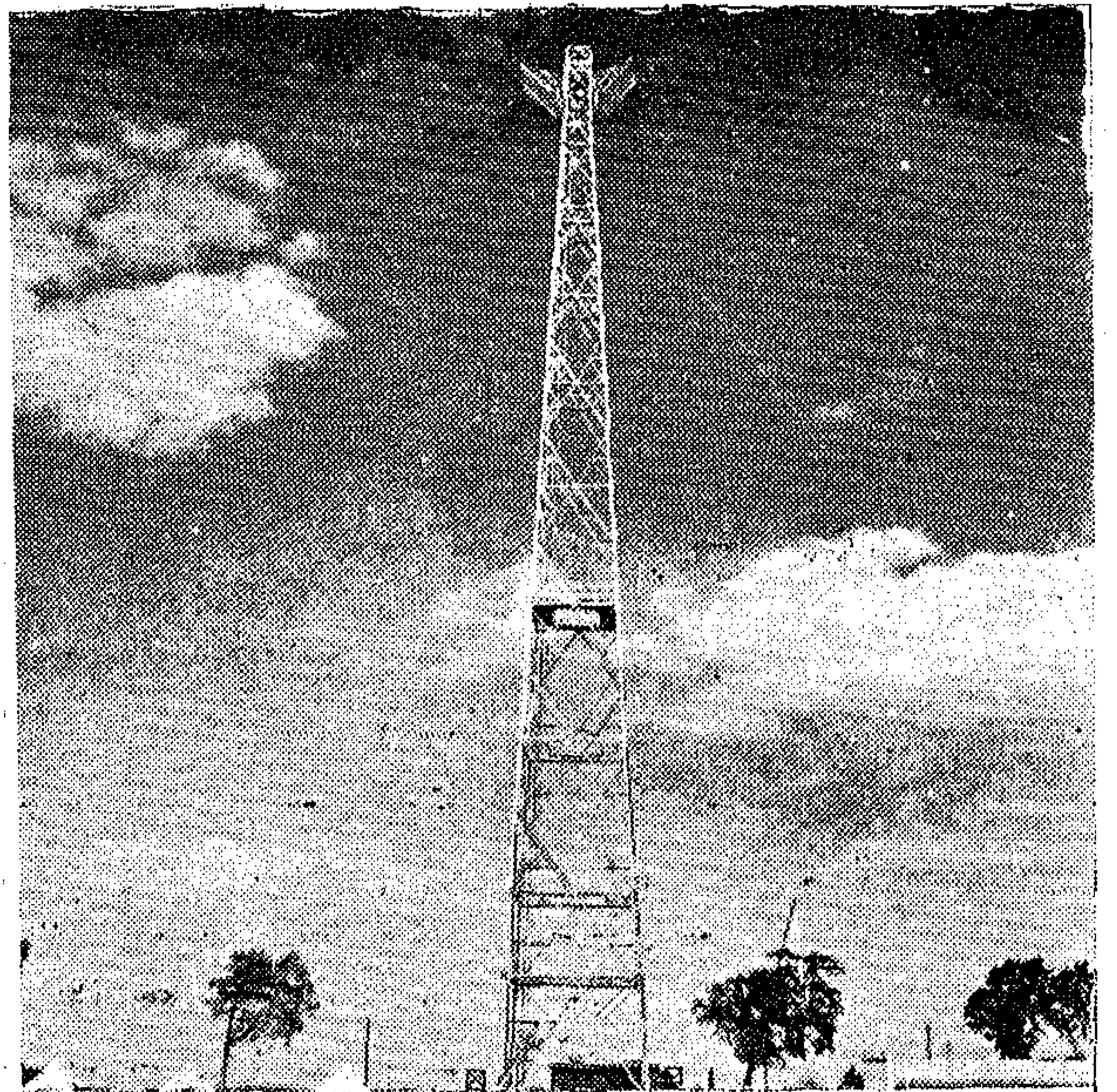
أبو حمص : ٢٠٠ قدماً :

الاسكندرية : ٢٠٠ قدماً .

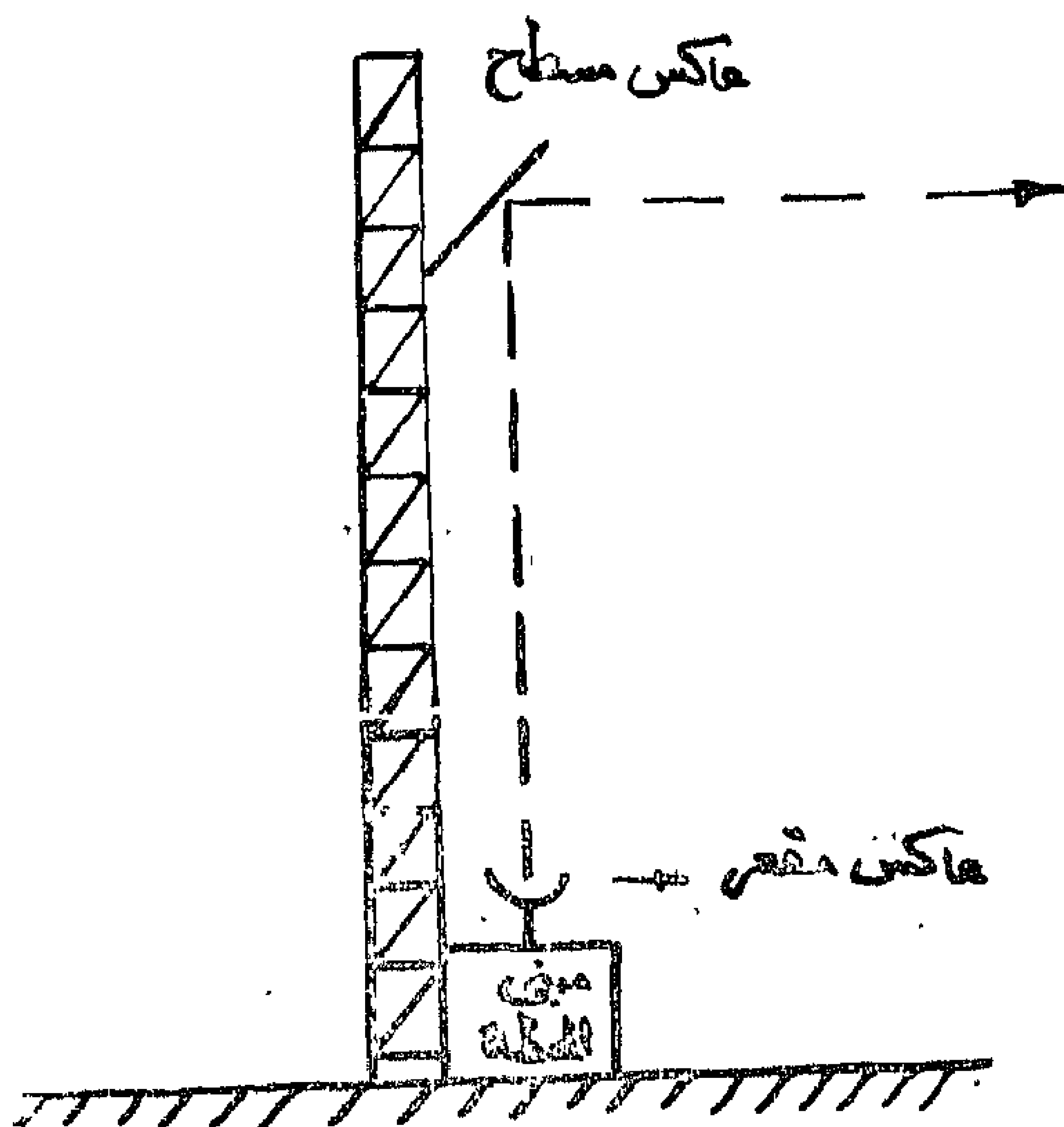
الهوائيات المستخدمة في الوصلة :

الهوائي المستخدم في الوصلة من نوع Periscopic Antennas وهي تتكون من عاكس مقعر Parabolic Dish في وسطه الهوائي المشع على شكل Horn وفائدة العاكس هي نفس فائدة المرايا المقعرة وهي تحويل الحزمة الضوئية المتفرقة إلى حزمة متوازية ، تنعكس على عاكس مسطح Flat Reflector بأعلى الصاري ، وموضوع على زاوية نحو ٤٥° وبذلك يغير إتجاه الحزمة من الرأسي إلى الأفقي في إتجاه المحطة التالية .

وهذا النظام أفضل بكثير من وضع العاكس المقعر في



(صورة رقم ٣)
محطة الاعادة للوصلة اللاسلكية السنتيمترية في أبي حمص



(شكل رقم ١٥)

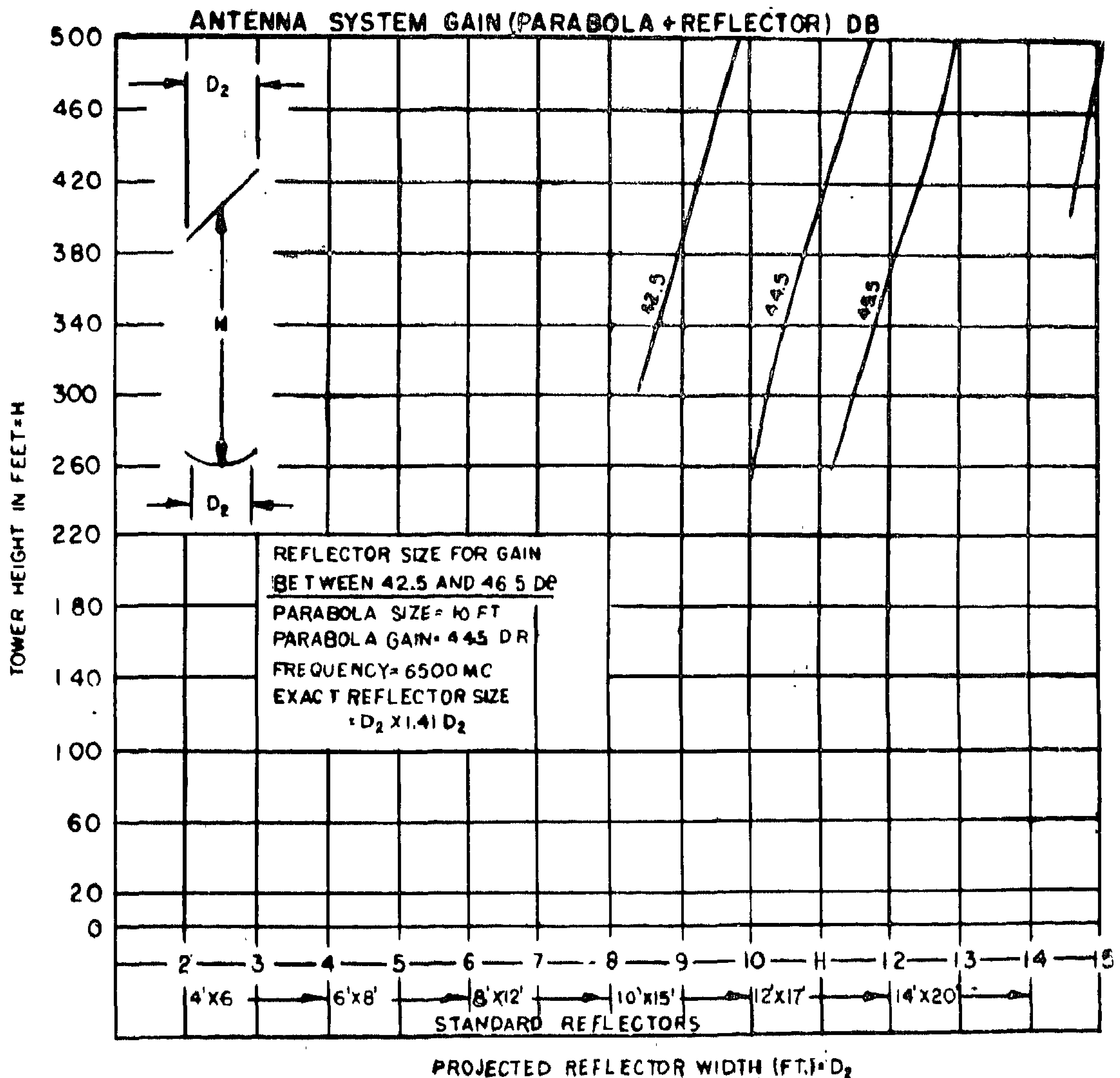
أعلى الصارى ، وتوصيل كابل من المحطة اليه إذ أن فقد هذا الـكابل وتكاليفه ستكون أعلى ، فضلا عن أن العاكس المسطح أخف بكثير من العاكس المقعر .

حساب نسبة الإشارة الى الضوضاء للوصلة :

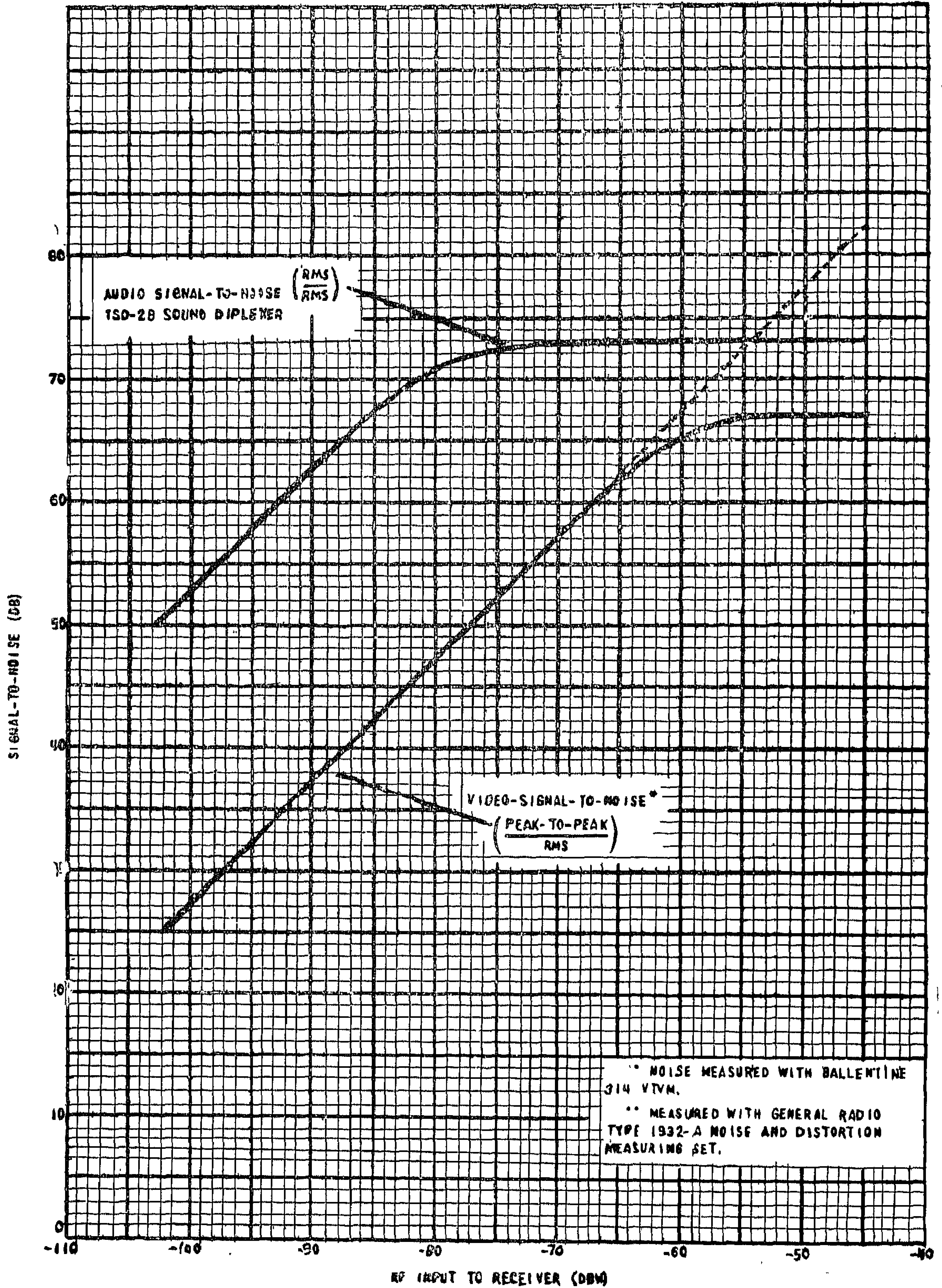
تحدد جودة الوصلة بالنسبة بين قيمة الإشـارة المستقبلة والقيمة الـكلية للضوضاء عند نقطة الاستقبال وهذه النسبة معروفة بـ Signal to Noise Ratio, STNR, S/N وتحددها عوامل مختلفة هى : قدرة جهاز الإرسال ، مقدار كسب هوائيات الإرسال والاستقبال ، مقدار الفقد فى مسار الشعاع اللاسلـكى أو فى خطوط التغذية ، الضوضاء الذاتية للأجهزة . . . الخ :

ويتضح من المثال التالى طريقة حساب الـ S/N للوصلة بين طنطا والمنصورة :

	طنطـــا	المنصورة
ارتفاع الهوائى	٢٢٥ قدما	٥٧٥ قدماً
قطر العاكس المقعر	١٠ قدما	١٠ قدماً
أبعاد العاكس المسطح	١٠×١٥ قدما	١٠×١٥ قدما



(شـكل رقم ١٦) مقدار كسب مجموعة هوائى مقعر قطر ١٠ قدم وعاكس مسطح



شكل ١٧ ــ تغير نسبة الاشارة المرئية الى الضوضاء بتغير الاشارة المستقبلة

مقدار الفقد في مسار الإشعاع = Free space loss (db)

= ٣٧ + ٢٠ لو١٠ المسافة + ٢٠ لو١٠ التردد

(ميل) (ميجاسيكل)

= ٣٧ + ٢٠ لو ٢٨ + ٢٠ لو ٧٠٠٠

= ١٤٤ د ب

الفقد في خطوط التغذية Waveguides في كلا الطرفين

= ١ د ب

« « العازل Ferrite Isolators = ١ د ب

« « موزع القدرة في اتجاهي المنصورة وإيتاي البارود

= ٣ د ب

∴ الفقد الكلي = ١٤٤ + ١ + ١ + ٣ = ١٤٩ د ب

مقدار كسب الهوائي في طنطا = ٤٤٫٥ د ب } من المنحنيات الخاصة بذلك
مقدار كسب الهوائي في المنصورة = ٤١٫٥ د ب } في شكل ١٦

∴ مقدار الكسب الكلي = ٨٦٫٠ د ب

مقدار القدرة الخارجة من جهاز الارسال = ١ وات

= صفر د ب فوق ١ وات

∴ قدرة الإشارة المستقبلة = صفر + ٨٦ — ١٤٩ =

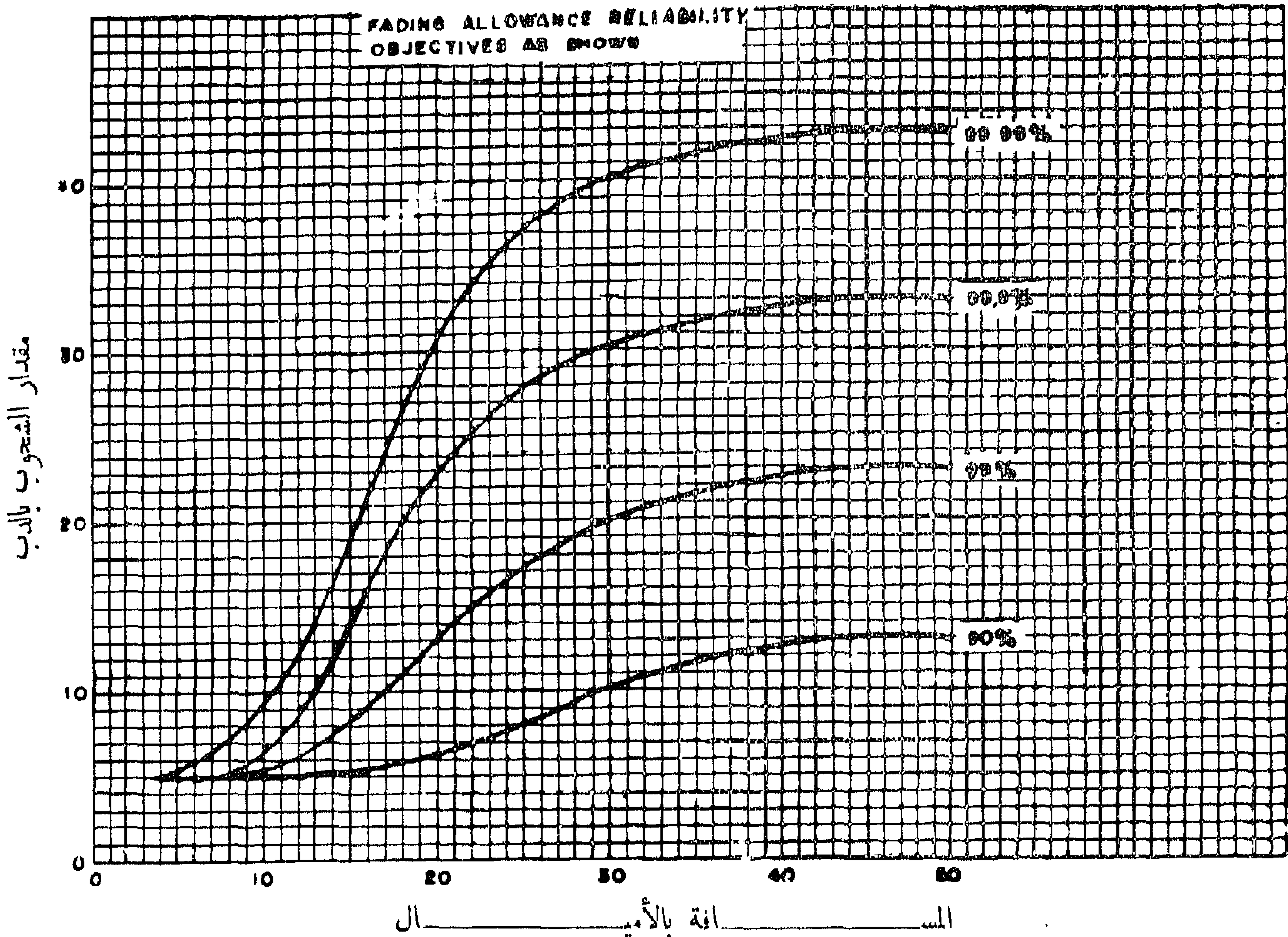
— ٦٣ د ب

وبالرجوع إلى المنحنيات الخاصة بجهاز استقبال RCA للوصلات السنتيمترية بشكل ١٧ ، نجد أن الـ Video S/N المناظرة لقدرة إشارة مستقبلة = — ٦٣ د ب هي

٦٤ د ب

وإذا اعتبرنا أن ٢٨ د ب هي أقل S/N يمكن أن تعطي صورة واضحة فانه يوجد لدينا احتياطي = ٦٤ — ٢٨ = ٣٦ د ب للتغلب على أي شحوب يمكن أن يحدث بسبب العوامل الجوية ، كما سيبين فيما بعد عند ما نتحدث عن الظواهر غير الطبيعية في انتشار الموجات السنتيمترية .

وبالرجوع أيضاً إلى المنحنيات التي أعدتها شركة RCA



(شكل رقم ١٨) درجة الاعتماد على الوصلة

لتبين مدى إمكانية الاعتماد على الوصلة Reliability بشكل ١٨ ، نجد أنه لمسافة ٢٨ ميلا ولإحتياطي شحوب = ٣٦دب يمكن الاعتماد على هذه الوصلة ٩٩,٩٩ ٪ من الوقت ، أى أنه يمكن أن يحدث أن تكون الصورة غير واضحة المعالم فقط لمدة ٠,٠١ ٪ من وقت الارسال الكلى ، أى فى الساعة الواحدة لمدة = $\frac{١ \times ٣٦٠٠}{١٠٠٠٠}$ = ٠,٣٦ من الثانية

ومثل العمليات الحسابية السابقة عملت لكل أجزاء الوصلة وتبين من الحساب النهائى أن الوصلة يمكن أن تعطينا فى الظروف العادية نسبة إشارة إلى الضوضاء تقدر بنحو ٥٢ دب . وأن درجة الاعتماد الكلية على الوصلة كلها لا تقل عن ٩٩,٩٥ ٪ من الوقت .

الصعوبات التى ووجهت أثناء التركيب :

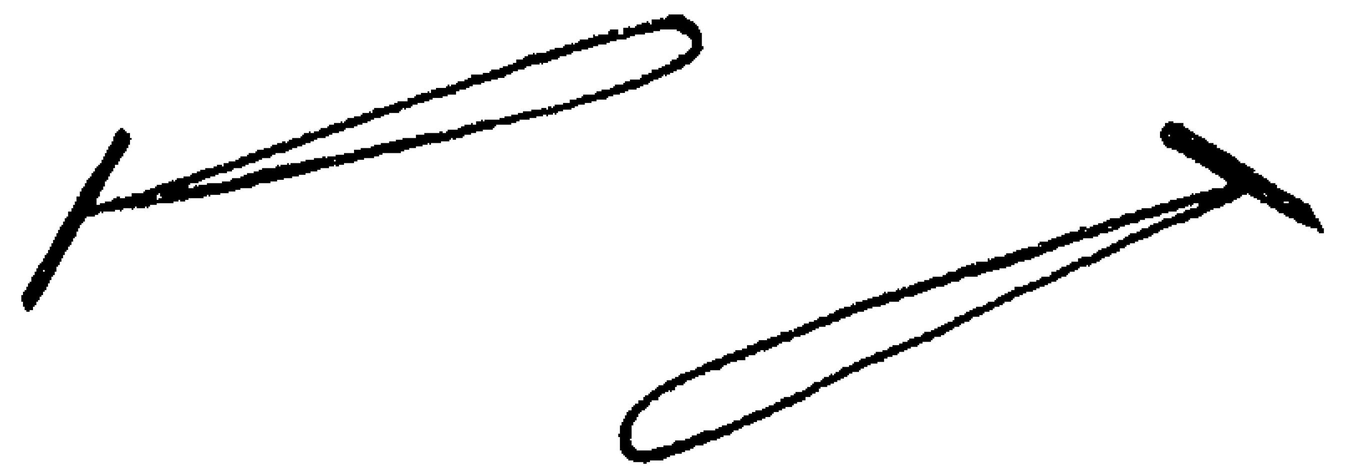
أهم صعوبة قوبلت أثناء التركيب كانت ضبط اتجاه هوائى الارسال والاستقبال بحيث يقعا فى خط نظر واحد . وتسمى هذه العملية بال Alignment .

والسبب فى ذلك هو أنه فى الموجات السنتيمترية يكون إشعاع الهوائى على شكل حزمة ضيقة جداً (= نحو درجتين) بحيث أن أى انحراف بسيط فى اتجاه أحد الهوائين يمكن أن يقطع الاشارة كليه . وقد تحدث إحدى الاحتمالات الآتيـة فى أشكال (١٩ ا ، ١٩ب ، ١٩حـ ، ١٩ى) :



شكل - ١٩ ا

(ا) أن يتقاطع الشعاعان فى نقطة أعلى من خط النظر ولا يكون هناك أى إشعاع أو استقبال فى خط النظر .



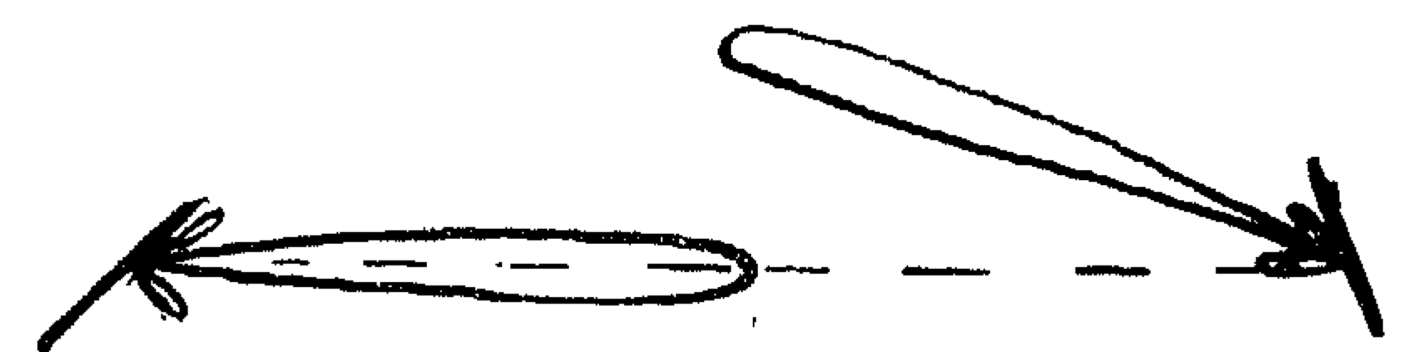
شكل - ١٩ب

(ب) ألا يتقاطع الشعاعان بسبب توازيهما ، ولا تستقبل أية إشارة .



شكل - ١٩حـ

(حـ) أن يتقاطع الشعاعان عند نقطة انعكاس على سطح الأرض ، ويمكن استقبال إشارة قوية ولكنها أقل من المفروض .



شكل - ١٩ى

(ى) أن يقع اشعاع ثانوى لأحد الهوائين فى خط النظر مع إشعاع رئيسى للهوائى الآخر .

وفى هذه الحالة تصل اشارة إلى جهاز الاستقبال ولكنها ضعيفة

والطريقة التى تتبع لضبط الهوائيات بحيث يحصل على الاشارة القوية المفروض استقبالها تتلخص فى ضبط موضع واتجاه الهوائيات (العاكس المسطح) ضبطاً مبدئياً باستخدام المعلومات الجغرافية التى تحدد اتجاه خط النظر ، وذلك باستخدام البوصله أو رصد النجوم .

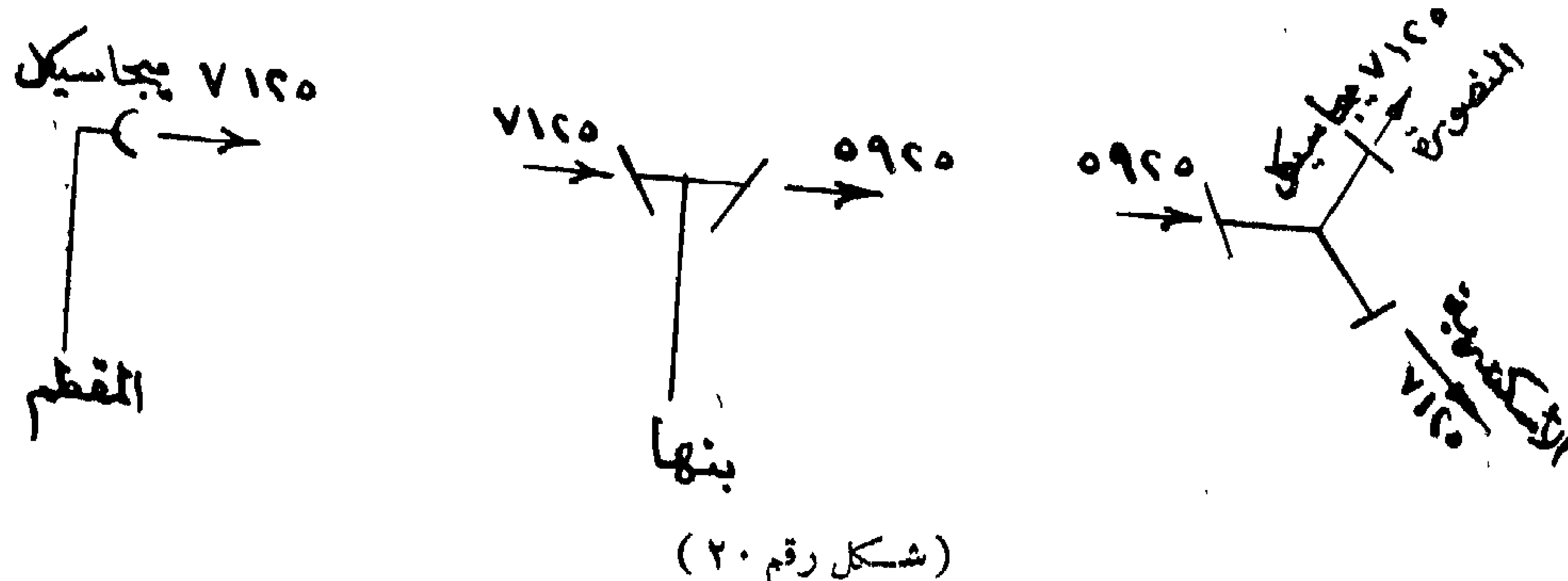
ثم يبدأ فى تغيير اتجاهى هوائى الارسال والاستقبال فى نفس الوقت وفى نفس الاتجاه إلى أن تلتقط أول إشارة .

ثم يبدأ فى التغيير فى المستويين الرأسى والأفقى ببطء شديد إلى أن يحصل على أقوى اشارة ممكنة .

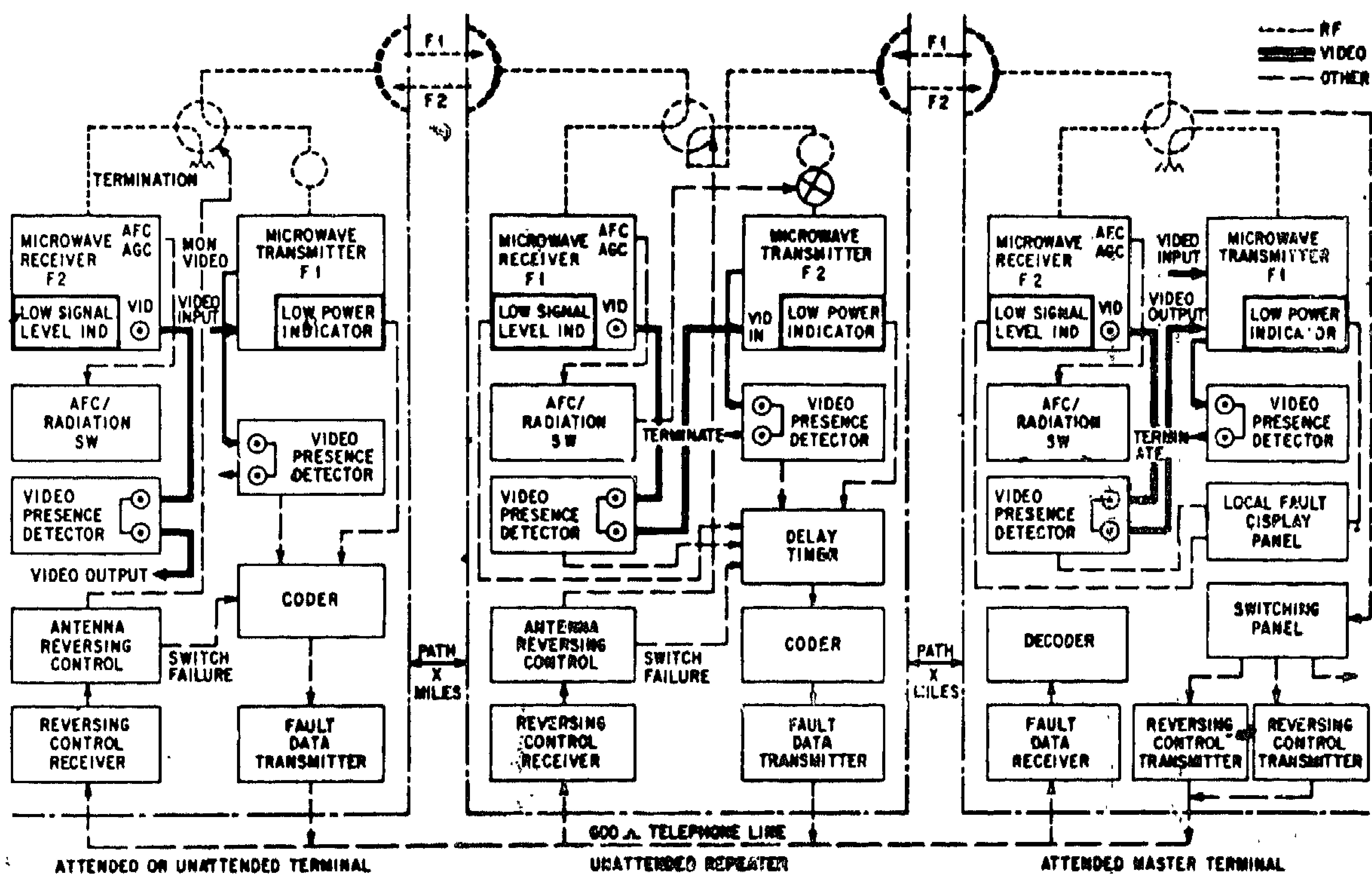
ومن المستحسن أن تسجل قوة الاشارة (أو S/N) عند كل وضع حتى يسهل الرجوع اليه اذا احتاج الامر .

الترددات المستخدمة فى الوصلة :

يستخدم الترددين ٥٩٢٥ و ٧١٢٥ ميجاسيكل ، ويعاد استخدامهما فى أجزاء الوصلة المختلفة (شكل ٢٠) .



(شكل رقم ٢٠)



(شكل رقم ٢١) شكل توضيحى يمثل أجزاء وصلة لاسلكية سنتيمترية

وصف لاجهزة الوصلة :

يمثل شكل (٢١) رسماً توضيحياً لأجهزة وصلة لاسلكية تتكون من محطة رئيسية تعمل تحت إشراف فنيين Attended ، ومحطة إعادة Repeater Station تعمل وحدها دون إشراف Unattended ومحطة نهائية قد تعمل تحت إشراف فنيين أو بدونهم .

والإشارة المرئية تدخل إلى جهاز إرسال الموجات السنتيمترية ، الذى يحملها على ترددات الموجات السنتيمترية وتخرج منه إلى هوائى الإرسال عن طريق عازل مغناطيسى Ferrite Isolator يمتص أية انعكاسات ضارة قد تحدث فى الـ Waveguide الموصلة للهوائى أو فى الهوائى نفسه ، كما تمر خلال المفتاح العاكس Reverse Switch الذى يعكس إتجاه الإرسال ، وهو يوجه عادة فى إتجاه « جهاز الإرسال إلى الهوائى » (فى المقطم) وعند عكس إتجاه الوصلة يوجد فى إتجاه « الهوائى إلى جهاز الاستقبال » .

وتصل الإشارة المحملة بالصورة إلى هوائى إرسال محطة الإعادة الأول فيلتقطها هوائى الاستقبال وينقلها خلال مفتاح عاكس مناظر لما هو موجود فى المحطة الرئيسية ، ثم تمر على جهاز استقبال الترددات السنتيمترية حيث تحول إلى الصورة المرئية ، ثم تنقل خلال وحدة التأكد من وجود الإشارة المرئية Video Presence Detector إلى جهاز إرسال الموجات السنتيمترية حيث يرسلها خلال المفتاح العاكس إلى هوائى الإرسال ، الذى يشعها فيلتقطها هوائى استقبال محطة الإعادة التالية ، وتتكرر نفس العملية السابقة إلى أن تصل الإشارة إلى المحطة النهائية حيث توصل الإشارة المرئية الخارجة إلى جهاز إرسال تليفزيونى عادى ذى قدرة تساوى ٢ ك. و. فى كل من الاسكندرية والمنصورة .

وبجانب الأجهزة السابقة توجد أجهزة الإشراف والتحكم عن بعد Remote Supervision & Telecontrol ووظيفتها الإشراف من المحطة الرئيسية على جميع محطات الإعادة والمحطة النهائية التى تترك عادة Unattended بدون إشراف محلى .

والإشراف على محطات الإعادة والمحطة النهائية يتم كالآتى :

الأعطال الرئيسية فى الأجهزة مثل : قلة قدرة جهاز الإرسال ، عدم وجود صورة مرئية ، عدم قيام المفتاح العاكس بعمله ، ارتفاع درجة الحرارة . . الخ تترجم فى وحدة الـ Coder إلى إشارات نبضية Pulses متتابعة يبلغ عددها ١٥ نبضة ، الخمسة الأولى منها مخصصة لمعرفة اسم المحطة ، والعشرة الباقية مخصصة للأعطال المختلفة .

فعند حصول عطل يبدأ الـ Coder فى اختبار المخارج التى تدل على وجود أعطال . فإذا وجد المخرج Output مفتوحاً كان معنى ذلك أنه لا يوجد أى عطل ، وإذا وجد مغلقاً كان معنى ذلك أنه يوجد عطل ، فيرسل الـ Coder إشارة على شكل شفرة مميزة للمحطة التى بها عطل ، ثم يرسل إشارة أخرى تبين نوع هذا العطل ، فتستقبل فى المحطة الرئيسية فى المقطم ويكشفها الـ Decoder ، فتظهر على شكل إشارة على لوحة بها خمسة عشر مصباحاً فى ثلاثة صفوف فوق بعضها . الخمسة مصابيح فى الصف العلوى تدل على اسم المحطة ، أما العشرة الباقية فتدل على نوع العطل وبذلك يمكن للمحطة الرئيسية أن تتخذ إجراءات إصلاح العطل إذا لم يكن وقتياً . إذ أن الإشارات التى تدل على العطل تتكرر كل عشر دقائق حتى تتم إزالته .

هذا وكل محطة ترسل إشاراتها متأخرة عن المحطة التى قبلها بوقت يسمح بعدم تداخل الإشارات القادمة من محطات مختلفة ، وبذلك يمكن معرفة ما إذا كان العطل فى محطة واحدة أو أكثر من محطة .

أما الإشراف عن بعد فيتم بإرسال إشارة تحكم من المحطة الرئيسية — فى حالتنا هذه إشارة التحكم المستخدمة هى إشارة لعكس إتجاه الوصلة — فيترجمها جهاز إرسال التحكم لعكس إتجاه الوصلة Reverse Control Transmitter إلى شفرة معينة ترسل إلى المحطات المختلفة فيستقبلها جهاز استقبال التحكم لعكس إتجاه الوصلة ، ويرسل

إشارة تحرك المفتاح العاكس إلى الوضع المطلوب . وعند إتمام هذه العملية ترسل إشارة عكسية عن طريق وحدات الإشراف عن بعد إلى المحطة الرئيسية ، لتبين أن عملية العكس قد تمت على ما يرام .

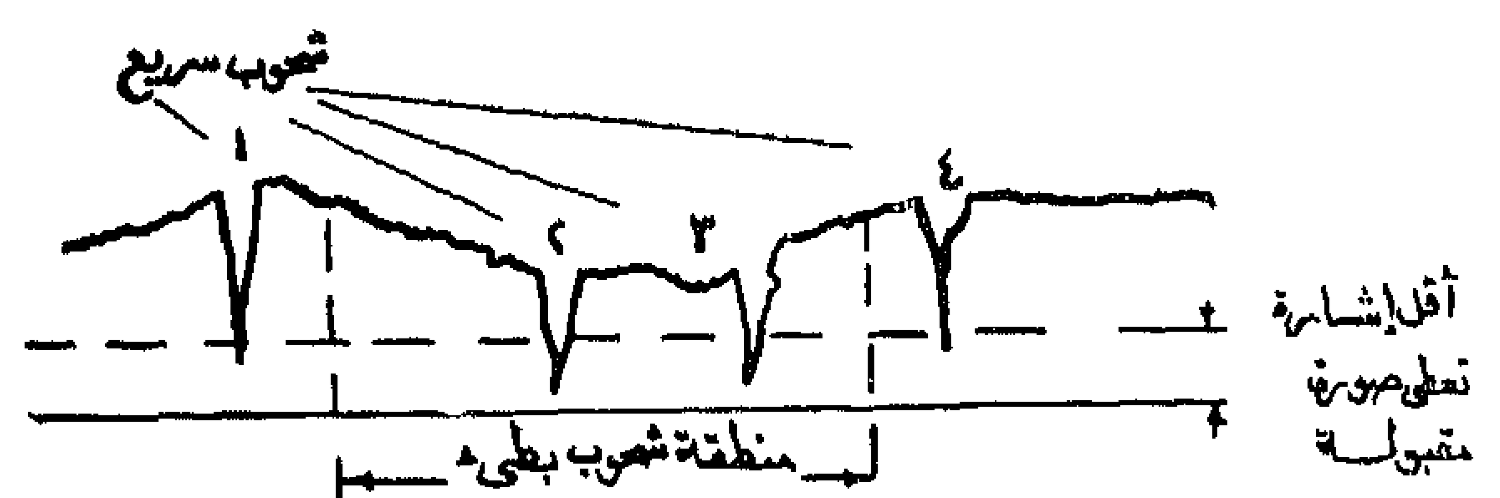
هذا وتقوم بنقل إشارات التحكم والإشراف عن بعد بين المحطات المختلفة وصلة لاسلكية على الموجات عالية التردد جداً ، تسير جنباً إلى جنب مع الوصلة اللاسلكية السنتيمترية وتقوم أيضاً بنقل قناة التخاطب بين المحطات المختلفة Service Channel ، وتوضع هوائياتها على نفس الصارى الحامل لهوائيات الموجات السنتيمترية وهذه الهوائيات من نوع الـ Yagi Antennas هوائيات الياجى .

هذا وقد كان يمكن استخدام خط تليفونى ترنك لنقل هذه الاشارات كما هو موضح فى شكل ٢١ .

هذا وقد صادفت الوصلة اللاسلكية السنتيمترية بعض الصعاب فى بداية تشغيلها بسبب الأحوال الجوية ولكن الخبرة التى أكتسبت أدت إلى تحسين الخدمة إلى درجة مرضية فى الوقت الحالى . وفيما يلى :

ملخص الظواهر الغير عادية التى لوحظت فى الوصلة اللاسلكية السنتيمترية :

كان جزء الوصلة بين طنطا والمنصورة يعطى إشارة مرئية تتخللها فترات شحوب بطىء أحياناً وفترات شحوب سريع أحياناً أخرى ، وكثيراً ما كان يحدث الشحوب السريع وقت الشحوب البطىء ، وبذلك تطول مدته ويقوى تأثيره

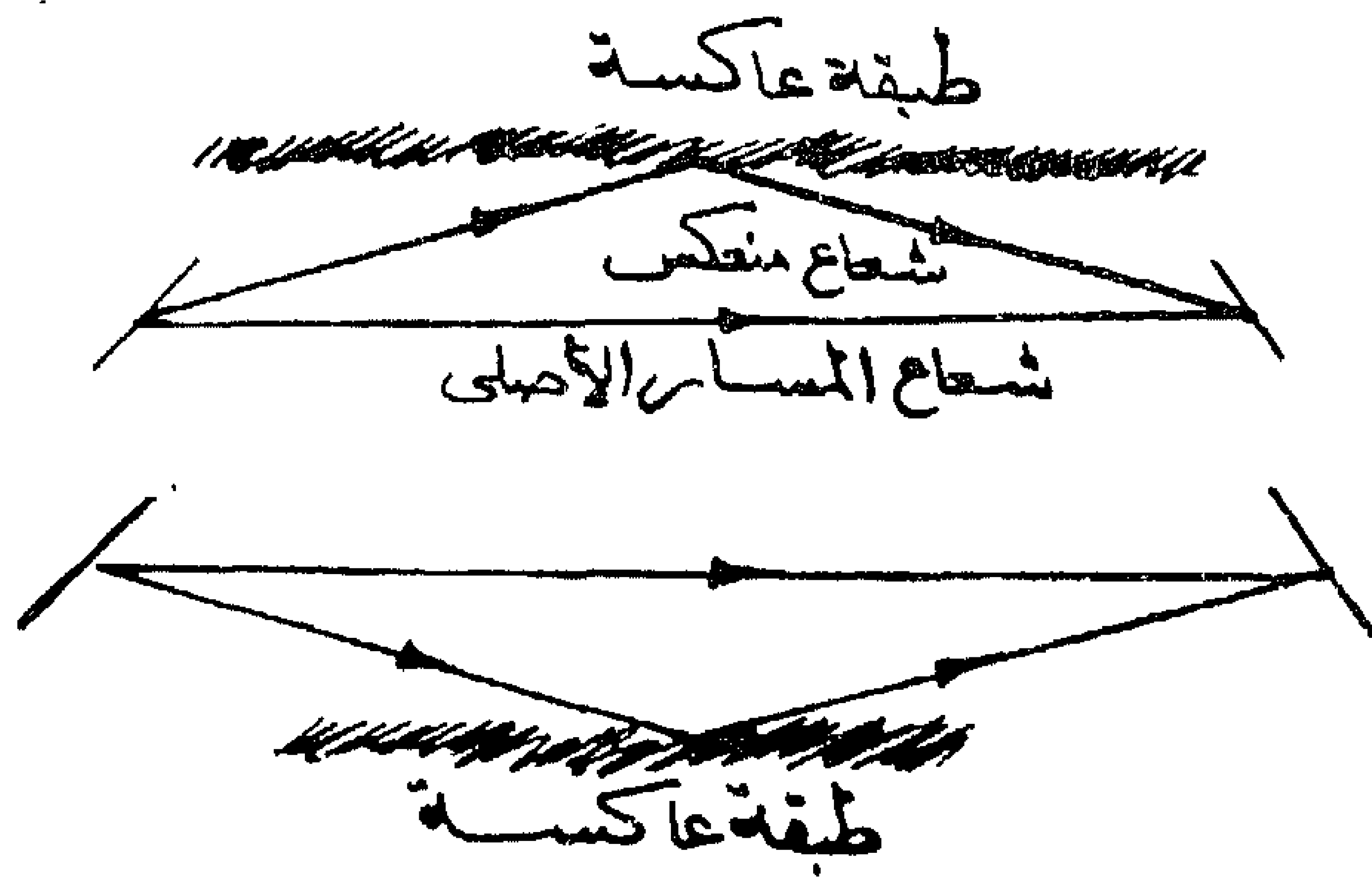


(شكل رقم ٢٢)

الضار على الصورة . وهذه النتيجة واضحة من شكل ٢٢ الذى يمثل تغير الاشارة المستقبله مع الزمن .

وواضح من الشكل أن الشحوب السريع (رقم ١ ، ٤) الذى يحدث وقت انعدام الشحوب البطىء يؤثر على الصورة لفترة بسيطة جداً ، ولكن الشحوب السريع (٢ ، ٣) الذى يحدث أثناء الشحوب البطىء يؤثر على الصورة لمدة أطول فيجعلها غير مقبولة فى تلك الفترة .

ويرجع السبب فى الشحوب السريع الى تكون طبقات عاكسه فى أعلى أو أسفل مسار الشعاع اللاسلكى الذى يوصل بين هوائى الارسال والاستقبال .



(شكل رقم ٢٣)

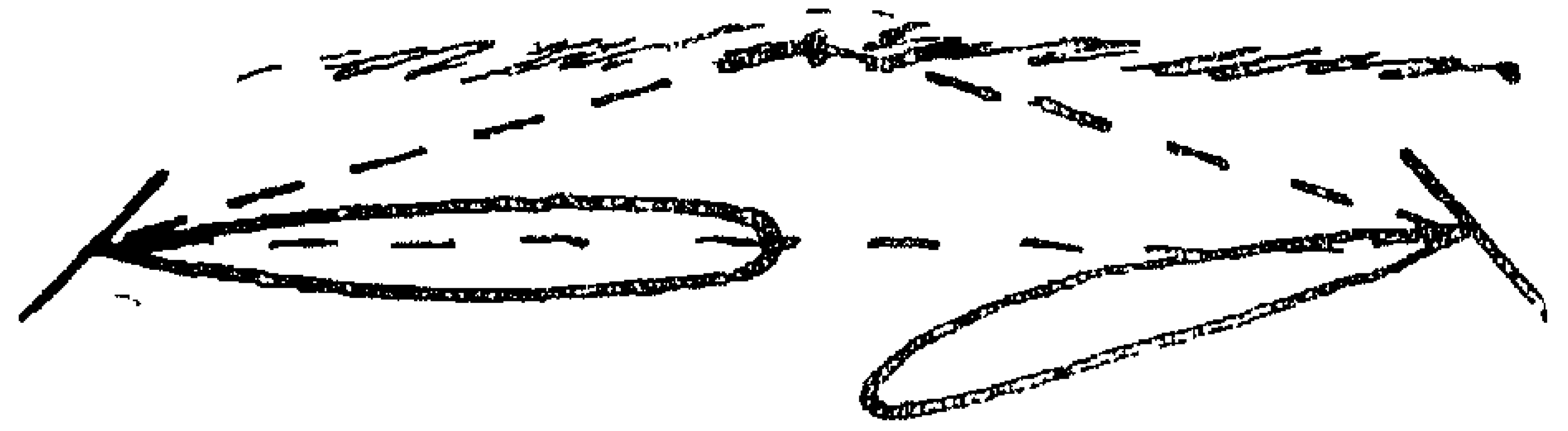
وتتكون الطبقة العاكسة عادة عند ما تقابل طبقات الهواء المشبعة بالبخار طبقات هواء جافة ، فتتكون منطقة ذات معامل انكسار عال يعكس الأشعة التى تقابلها .

وهذه الطبقات تتغير باستمرار ارتفاعاً وهبوطاً ، وهذا السبب فى سرعة حدوث الشحوب الناتج عنها ، إذ أنه فى لحظة يكون الشعاع المعكوس له نفس اشارة الشعاع الأصلى فيضاف إليه ، وفى لحظة تالية يمكن أن يخالفه فى الإشارة فيطرح منه .

أما الشحوب البطىء فهو ناتج عن التغير فى درجة حرارة الهواء ودرجة رطوبته وضغطه كلما ارتفعنا عن سطح الأرض ، وكل هذا يؤثر على معامل انكسار الموجات

الكهرومغناطيسية ، فيجعلها تختلف باختلاف ارتفاع المنطقة عن سطح الأرض ، وقد يحدث أن يقابل الشعاع الرئيسى مناطق ذات معامل انكسار مختلف ، فينحرف عن مساره الأصلى ، وتضعف الاشارة المستقبلة ، ويحدث شحوب ولكنه بطىء فى هذه الحالة .

والعلاج المقترح للشحوب السريع هو تغيير اتجاه أحد العاكسين المسطحين Flat Reflectors بمقدار بسيط جدا الى أعلى أو الى أسفل حسب مكان الطبقة العاكسة ، بحيث يمكن تلافى الشعاع المنعكس تماما أو اضعافه الى حد كبير . ويلاحظ أنه بجانب اضعاف الشعاع المنعكس بهذه الطريقة فان الشعاع الاصلى يضعف أيضا لعدم وجود أعظم قيمة للشكل الاشعاعى للهوائى فى خط النظر (شكل ٢٤) .



(شكل رقم ٢٤)

ولكنه يضعف بنسبة أقل بكثير من الشعاع المنعكس .

والطريقة السابقة غير مرضية تماما لانه بجانب النقص الدائم فى قوة الاشارة المستقبلة،فقد يحدث أن تغير الطبقة العاكسة مكانها فيضطر الى تغيير وضع العاكس مرة أخرى . لذلك فإن الاهتمام الأكبر يولى عادة لابعاد احتمالات وجود الشحوب البطىء ، وذلك برصد شدة الاشارة المستقبلة على فترات طويلة من الزمن ، ثم الارتفاع بالعاكس أو الانخفاض به لتلافى مناطق الانكسار العكسى وهذا ما حدث فعلا فى جزء الوصلة السنتيمترية بين طنطا والمنصورة ، إذ أنه برفع العاكس فى المنصورة نحو ١٠٠ قدم إلى أعلى تحسنت نسبة الاشارة إلى الضوضاء المستقبلة فى المنصورة لدرجة كبيرة ، وأمكن تلافى إلى حد كبير فترات الشحوب البطىء الطويلة التى كانت تحدث فى بداية تشغيل الوصلة .

وأهم ما لوحظ أثناء تشغيل الوصله السنتيمترية أنه فى الأيام الهادئة تكون الاشارة المستقبلة غير جيدة يصحبها شحوب ، أما فى الأيام العاصفة فإن الاشارة التليفزيونية تصل ثابتة جيدة . والسبب فى ذلك واضح مما ذكر آنفاً من أن انتشار الموجات يعتمد على طبيعة طبقات الهواء التى تقابلها ، فإذا كانت متجانسة — كما يحدث فى الأيام العاصفة نتيجة لحركة الهواء — فإن الشعاع يسير فى اتجاهه المستقيم بدون أى انحراف .

ولكن فى الايام الهادئة يكون الهواء غير متجانس،ومن ثم تحدث المتاعب الناتجة عن انحراف الشعاع عن مساره الاصلى .

وعليه فانه من المتوقع أن تحدث متاعب للوصلة صيفا ، بينما تقل هذه المتاعب أو تنعدم شتاء .

ثالثا — الظواهر غير الطبيعية فى انتشار الموجات التليفزيونية وتأثيرها على الاستقبال التليفزيونى

لوحظ بعد انشاء المحطات التليفزيونية فى أنحاء كثيرة من العالم ، أن إشارتها تصل أحياناً إلى مسافات تبعد كثيراً جداً عن خط النظر الذى حسب على أساسه مدى استقبالها .

وقد لوحظت مثل هذه الظواهر فى الجمهورية العربية المتحدة ، وساعد على ظهورها الطبيعة الجغرافية للج. ع. م. والمنطقة التى حولها .

فقد لوحظ مثلا أن بيروت كانت تشاهد محطة القاهرة (قناة ٥) بوضوح وثبات فى أوقات كثيرة من المساء وعلى مدار جزء كبير من السنة ، وبعد تشغيل محطة المنصورة (قناة ٨) ، استقبلتها بيروت بصورة أحسن على الرغم من أن القدرة الاشعاعية الفعلية من محطة المنصورة فى اتجاه بيروت تبلغ نحو ١/٤ من القدرة الاشعاعية الفعلية من محطة المقطم (قناة ٥) .

كذلك لوحظ قبل تشغيل محطة الارسال التليفزيونى بالاسكندرية أن أجهزة الاستقبال التليفزيونى هناك كانت تستقبل القاهرة (قناة ٥) بصورة واضحة لفترة طويلة من المساء .

وربما كان أحسن مثال للتأثير غير المرغوب لإنتشار الموجات التليفزيونية على مسافات أبعد مما هو متوقع ، هو ما حدث فى السويس التى كانت فى بعض الأمسيات تستقبل قناة ٦ من المحطة التابعة بالاسماعيلية وفى نفس الوقت تستقبل قناة ٦ من محطة الارسال بالاسكندرية ، وبذلك كانت تظهر الصورة فى تلك الأوقات غير واضحة بسبب التداخل بين المحطتين . ولم تتحسن الصورة فى السويس إلا بعد عكس استقطاب Polarization الهوائى الخارج من المحطة التابعة بالاسماعيلية والهوائى المستقبل فى المحطة التابعة بالسويس ، من النوع الأفقى إلى النوع الرأسى ، ليكون مخالفاً لاستقطاب هوائيات الاسكندرية التى تشتغل على النوع الأفقى .

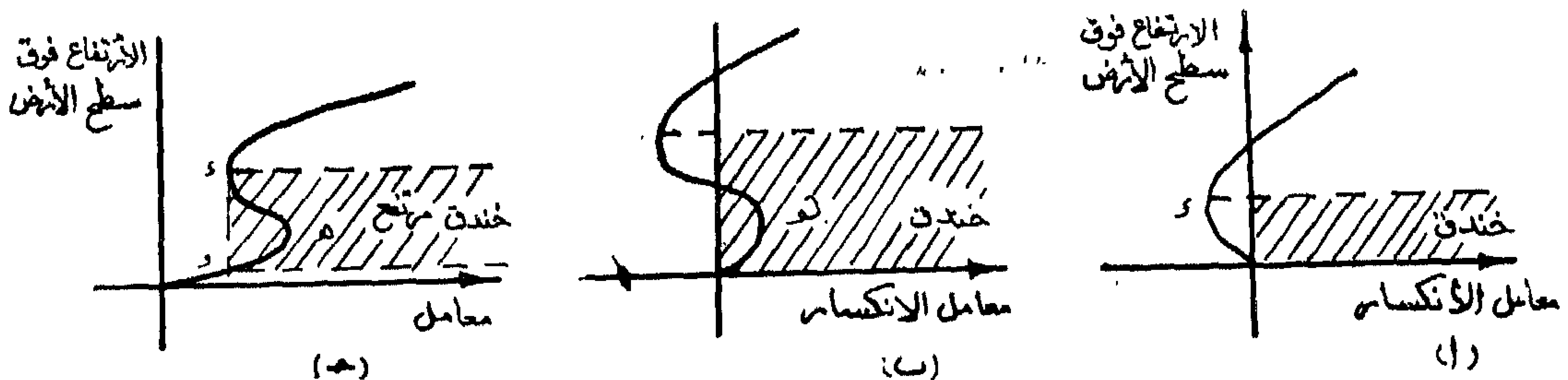
وبذلك أمكن للمحطة التابعة بالسويس ان تستقبل صورة جيدة من محطة الاسماعيلية وتعيد اذاعتها بجودة عالية على القناة رقم ٩ .

كذلك وجدت نفس الصعوبة عند تشغيل محطة المنيا ، إذ كانت تستقبل فى نفس الوقت (قناة ٥) من المحطة التابعة السابقة لها فى مغاغة و (قناة ٥) من مركز الارسال الرئيسى بالمقطم (طبعاً بقوة أضعف بكثير ولكنها تؤثر على الصورة التى يظهر عليها ما يشبه «الضوضاء») . وقد حلت هذه المشكلة أيضاً بتغيير استقطاب الهوائى المرسل فى مغاغة والهوائى المستقبل فى المنيا من النوع الأفقى إلى النوع الرأسى ليكون مخالفاً لاستقطاب الهوائى المرسل من محطة المقطم لقناة ٥ .

ويرجع السبب الرئيسى لظهور هذه الظواهر غير العادية فى الج. ع. م. إلى وجود مساحات شاسعة من الأرض المنبسطة تحيط بها الصحراء والبحار ويخترقها وادى النيل فعند ما تهب الرياح الحارة فوق وادى النيل الرطب البارد ، يتغير معامل الانكسار بتغير الارتفاع حسب أحد المنحنيات الموضحة بشكل (٢٥ ا أو ٢٥ب أو ٢٥حـ) .

فقد يحدث كما فى شكلى (ا) ، (ب) أن يتناقص معامل الانكسار مع الارتفاع عن سطح الأرض ثم يتزايد مرة أخرى مع الارتفاع ، فعليه فأى شعاع يقع فى المنطقة بين الأرض والارتفاع الذى يتغير عنده معامل الانكسار من النقصان إلى الزيادة ، يقع فيما يشبه المصيدة ، إذ أنه لو اتجه إلى أعلى فإن تغير معامل الانكسار من النقصان إلى الزيادة يحرفه إلى أسفل مرة أخرى ، إذا اتجه إلى أسفل انعكس من فوق سطح الأرض واتجه إلى أعلى مرة أخرى وهكذا . أما فى شكل (حـ) فإن المصيدة (أو الخندق Duct) تقع فوق سطح الأرض بين الارتفاعين المناظرين لنقطتى و ، ى ومن المحتمل أن تكون مثل هذه المصيدة هى السبب فى وصول الاشارة التليفزيونية من القاهرة أو المنصورة إلى بيروت .

هذا وموضوع تفسير الظواهر غير الطبيعية لانتشار الموجات التليفزيونية موضوع يحتاج الى أبحاث عملية كثيرة لاثبات الطريقة التى بواسطتها تحدث هذه الظواهر ، وهو أحد الموضوعات المدرجة فى أبحاث الخطة العلمية والتى تشرف عليها المؤسسة المصرية العامة للاذاعة والتليفزيون .



(شكل رقم ٢٥)

رابعا ـ اعداد الاشـارة التليفزيونية

الاشارة (الصورة) التليفزيونية يمكن أن يكون مصدرها :

١ ـ برنامج حى داخل الاستوديوهات .

٢ ـ فيلم سينمائى أو شرائح .

٣ ـ شريط مغناطيسى للصور المرئية (فيديوتيب) .

٤ ـ إذاعة خارجية .

وسنتناول باختصار كل من النقط السابقة :

١ ـ البرامج الحية داخل الاستديوهات :

أستوديو التليفزيون يختلف عن أستوديو الاذاعة الصوتية ، فى انه بجانب العناية بالناحية الصوتية ، تولى عناية خاصة بتوزيع الاضاءة وسهولة تغييرها حسب البرنامج الذى يعد فى الاستوديو ولا شك أن التوزيع الجيد للاضاءة يعتبر أهم عامل فى اعطاء صورة جيدة .

وتوجد فى استديوهات التليفزيون ـ الى جانب الميكروفونات التى توجد فى استديو الاذاعة الصوتية ـ كاميرات تليفزيونية تنقل الصورة بجانب الصوت الذى تنقله الميكروفونات .

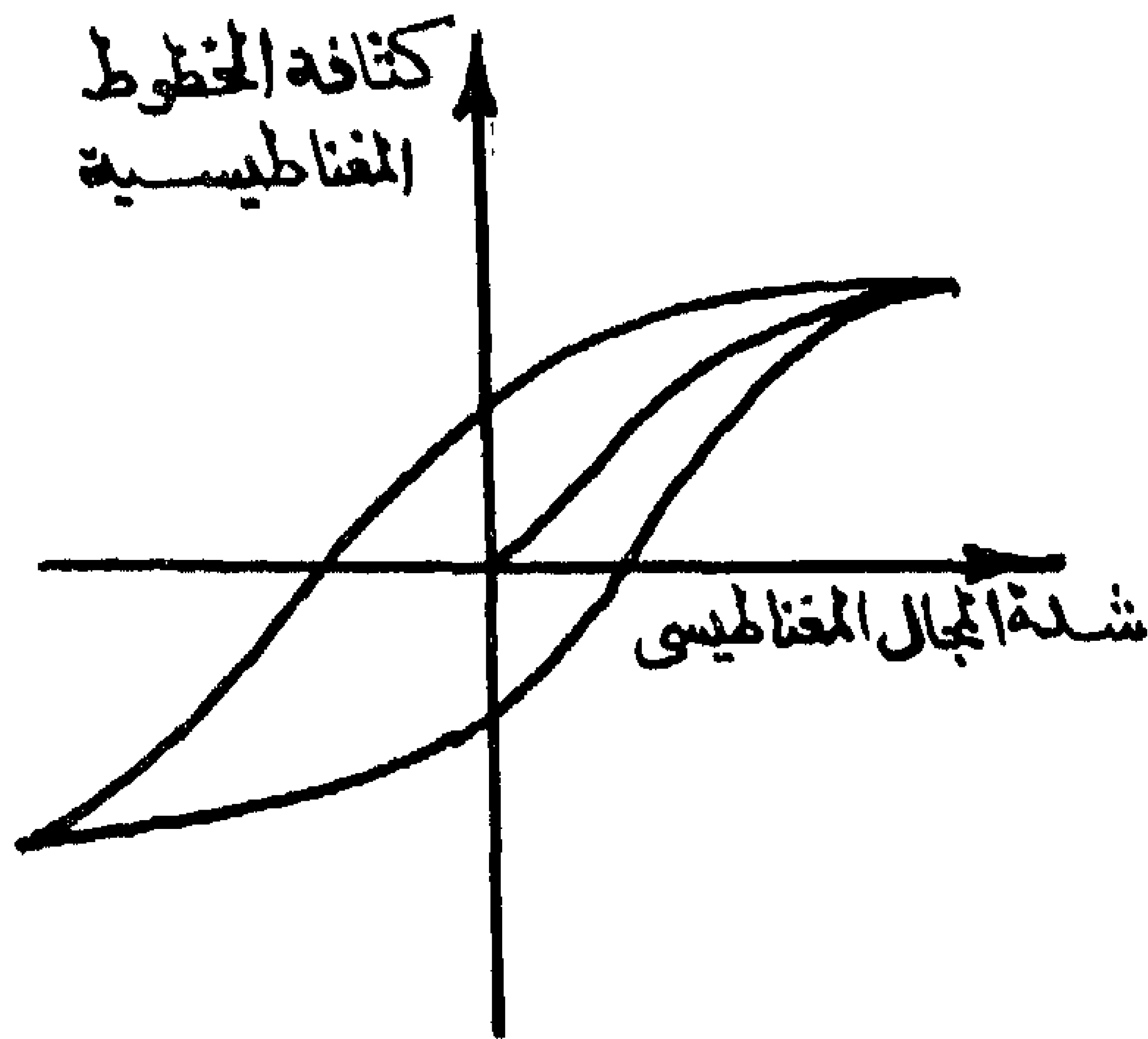
وتحتوى دار التليفزيون بماسبيرو بالقاهرة على أربعة أستوديوهات تليفزيونية كبيرة للبرامج ، وأستوديو كبير خامس للمتفرجين وكل أستوديو مزود بعدد من الكاميرات التليفزيونية من نوع أورثيكون الصورة ، وهو نوع عالى الجودة .

٢ ـ الافلام السينمائية والشرائح :

توجد لكل برنامج غرفة خاصة بمعدات الأفلام ، تحتوى على ثلاث كاميرات من نوع الفيديكون ، تقوم إحداها بنقل الصور من جهازى عرض سينمائى للأفلام ٣٥ مم ، والثانية بنقل الصور من جهازى عرض سينمائى للأفلام ١٦ مم . والثالثة لنقل الصور من جهاز عرض شرائح مصورة شفافة أو معتمة .

٣ ـ التسجيل المغناطيسى للصور «الفيديوتيب»
Video Tape Recording

الفكرة الأساسية : التسجيل المغناطيسى سواء أكان للصوت أم للصورة أو لأى اشارة كهربية متغيرة أخرى ، مبنى على نفس النظرية الأساسية وهى أنه إذا وضعت مادة مغناطيسية فى مجال مغناطيسى ثم أبعد هذا المجال ، فإن المادة المغناطيسية تحتفظ بمغناطيسية متناسبة مع شدة هذا المجال . وذلك راجع إلى خاصية التخلف المغناطيسى للمواد المغناطيسية كما هو واضح من شكل ٢٦ .

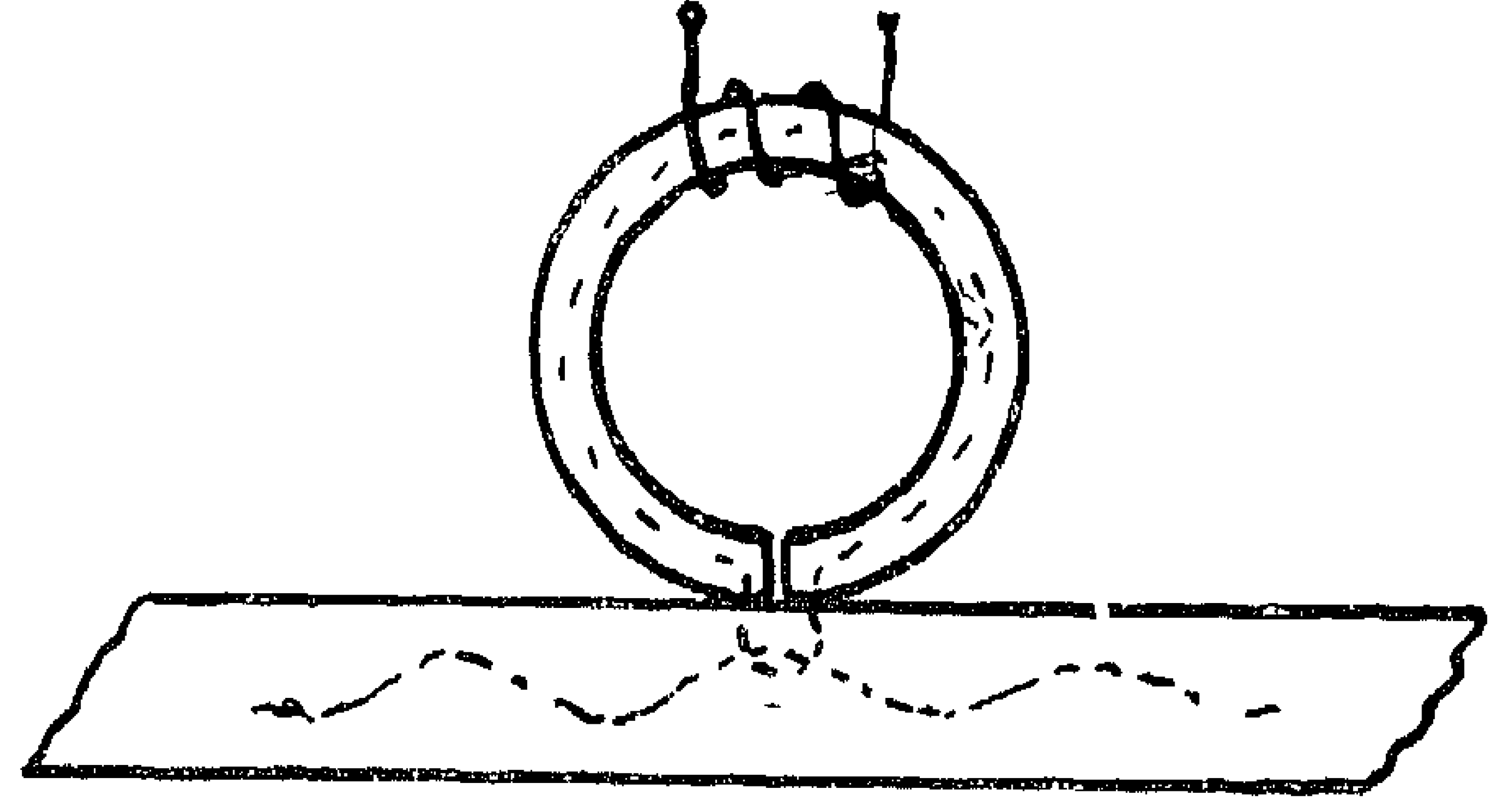


(شكل رقم ٢٦)

B_r = مقـدار المغناطيسية المتبقية بعد زوال المجال المغناطيسى الخارجى .

وفى حالة التسجيل المغناطيسى الصوتى أو المرئى تتكون المادة المغناطيسية من جزئيات أكسيد الحديد مرسبة على شريط بلاستيك .

والمجال المغناطيسى يولد فيما يسمى بالرأس المغناطيسية Magnetic Head وهى عبارة عن قلب حديد على هيئة حلقة ذات فتحة ضيقة ، حولها عدة لفات من السلك الذى تمر فيه الاشارة التى يرغب تسجيلها فتولد مجالاً مغناطيسياً كالموضح بشكل رقم ٢٧ .



(شكل رقم ٢٧)

والآن إذا حرك الشريط المغناطيسي ملامساً لفتحة الرأس المغناطيسية ، فان خطوط القوى المغناطيسية تمر خلال القلب الحديد حتى ما إذا وصلت إلى الفتحة الهوائية فانها تفضل أن تمر خلال الشريط المغناطيسي القليل المقاومة عن أن تمر خلال هواء الفتحة ، وعند ما يترك الشريط حافة الفتحة ، يتبقى فيه جزء من المغناطيسية متناسب مع شدة التيار المولد للمجال المغناطيسي فى تلك اللحظة .

وهكذا تسجل على الشريط أثناء حركته إشارات مغناطيسية تناظر الاشارات الكهربية الأصلية .

ولاسترجاع الاشارات الكهربية من الشريط ، يعاد تحريكه أمام رأس مغناطيسية مناظرة للرأس المسجلة (أو هى نفسها) بنفس سرعة تحريكه أثناء التسجيل وفى نفس الاتجاه . وعند ما تقابل الاشارة المغناطيسية المسجلة فتحة الرأس المغناطيسية تفضل خطوطها المغناطيسية أن تمر فى القلب الحديد عن أن تمر فى الفتحة الهوائية . وبسبب حركة الشريط فان الخطوط المغناطيسية تتغير مع الزمن ومن ثم تولد بالتأثير فى الملف الموجود حول الرأس جهداً يناظر الاشارة الكهربية الأصلية .

العوامل المختلفة التى تؤثر على التسجيل المغناطيسى:

أهم هـذه العوامل هى :

١ — سرعة الشريط المغناطيسى .

٢ — مقدار الفتحة الهوائية فى الرأس المغناطيسية .

٣ — طبيعة الترددات التى يطلب تسجيلها .

مشاكل تسجيل التليفزيون وكيف حلت :

الاشارة التليفزيونية تحتوى على حيز واسع من الترددات من تردد يقرب من التيار المستمر إلى نحو ٤٫٥ مليون ذبذبة فى الثانية . ولتسجيل هذا الحيز الواسع من الترددات تقابلنا مشكلتان أساسيتان :

الاولى : أن الجهد المولد بالتأثير أثناء الاعادة أى استرجاع الاشارة المرئية من الشريط ، يتناسب تناسباً طردياً مع التردد المسجل . وبذلك يتراوح الجهد الخارج من الرأس المغناطيسية بين قيمة عليا وقيمة دنيا ، النسبة بينهما تقدر بنحو مائة ألف مرة (10^5 تناظر ١٠٠ د ب) . ولا يوجد أى مكبر أو دائرة كهربية تسمح لكل هذا الحيز بأن يمر خلالها دون أن تؤثر عليه الضوضاء الذاتية لهذه الدائرة ، إذ أن النسبة المعتادة للاشارة إلى الضوضاء فى الدوائر الالكترونية تقدر بنحو ٦٠ د ب ، أى أنه يمكن الحصول على إشارة تبلغ قيمتها ألف ضعف قيمة الضوضاء .

ومعنى ذلك أنه اذا ضبطت الدوائر الالكترونية لاعطاء أقصى قيمة تناظر أعلى قيمة للاشارة المرئية المستخلصة من الشريط المغناطيسى فان الاشارات التى تقل عن واحد من الالف من هذه القيمة تضيع فى الضوضاء الذاتية للدائرة .

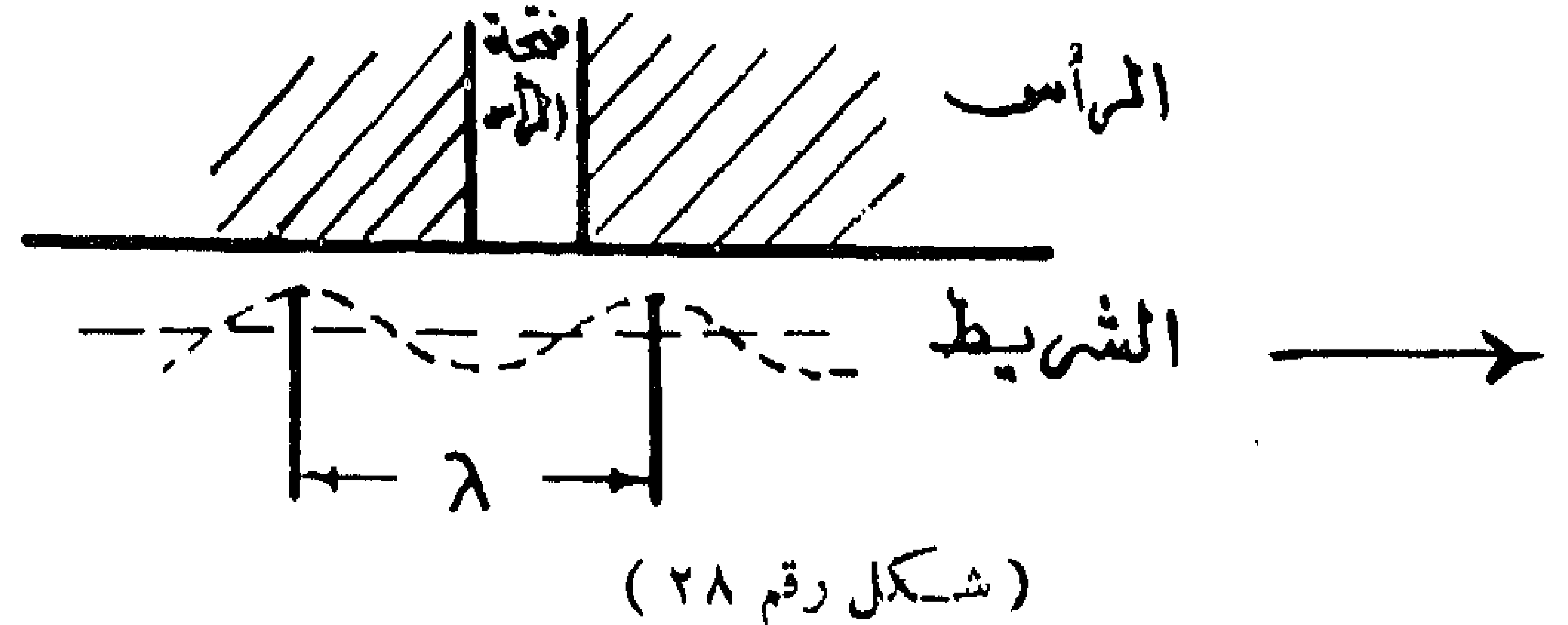
وعليه فيجب أن نلجأ إلى طريقة لتحويل هـذا المجال الواسع إلى مجال أضيق يمكن أن يكبر بدون أى تشويه .

ووجد أن أنسب طريقة لذلك ، هى «التعديل الترددى Frequency Modulation » للاشارة المرئية ، وفى هذه الطريقة تترجم التغيرات فى سعة الاشارة المرئية إلى تغيرات فى التردد فى حدود معينة يمكن التحكم فيها لتعطى أحسن نتيجة .

والمشكلة الثانية : هى الحاجة إلى تصغير فتحة الرأس المغناطيسية إلى أقل ما يمكن ، وزيادة سرعة الشريط إلى أعلى ما يمكن حتى لاتضيع الترددات العالية أثناء التسجيل أو الاعادة .

فالاشارة المسجلة على الشريط المغناطيسى ، تحتل حيزاً عليه يعتمد طوله على سرعة الشريط ، وكلما زادت سرعة

الشريط كلما زاد طول هذا الحيز . وبالعكس كلما زاد تردد الاشارة المسجلة كلما قل الحيز الذى تشغله على الشريط . شكل ٢٨ .



(شكل رقم ٢٨)

فالإشارة تسجل على الشريط على شكل مويجات طول موجتها = سرعة الشريط / تردد الاشارة

وإذا زاد التردد إلى الحد الذى يكون فيه طول الموجة المسجلة على الشريط مساوياً لفتحة الرأس المغناطيسية ، فإن النصف الموجب للموجة يولد خطوطاً مغناطيسية تضاد وتلاشى الخطوط المغناطيسية التى يولدها النصف السالب للموجة ، وتكون النتيجة أن تضيع الاشارة المسجلة ، ولا يظهر لها أى أثر بين طرفى الملف الخارج من الرأس .

وإذا زاد التردد عن هذا الحد ، ظهرت الاشارة الخارجة مشوهة ، إذ أنها تمثل الفرق بين الأجزاء الموجبة والأجزاء السالبة للموجة بين طرفى فتحة الرأس ، إلى أن تتلاشى عندما تصبح فتحة الرأس مساوية لطول موجتين . الخ .

من هنا وجب — لتسجيل الترددات العالية جداً الموجودة فى الاشارة التليفزيونية — تقليل فتحة الرأس ، ولكن هذا له حدود تعتمد على الدقة الميكانيكية فى صنع الرأس ، وعلى النسبة بين المانعة المغناطيسية لكل من فتحة الرأس والشريط المغناطيسى . وأقل فتحة يمكن أن تستخدم هى ٠٫٠٠٠١ من البوصة .

كما وجب زيادة سرعة الشريط ليعطى الضمان الكافى لعدم تشويه أو ضياع الاشارة التليفزيونية أثناء استرجاعها .

ولنحسب الآن كم يجب أن تكون سرعة الشريط لإمكان تسجيل أعلى تردد (وهو ٤٫٥ ميجاسيكل) .

سرعة الشريط = ٤٫٥ × ١٠^٦ × ٢ × ١٠^-٤

= ٩٠٠ بوصة فى الثانية !

[أخذت فتحة الرأس مساوية لطول نصف موجة ، أى أن طول الموجة = ٢ / ١٠٠٠٠ بوصة]

وهذه سرعة خيالية للشريط ، اذ أنه سيكون عرضة للتمزق أثناء حركته ، فضلا عن أنه يلزم لتسجيل برنامج لمدة ساعة شريط طوله

= ٩٠٠ × ٦٠ × ٦٠

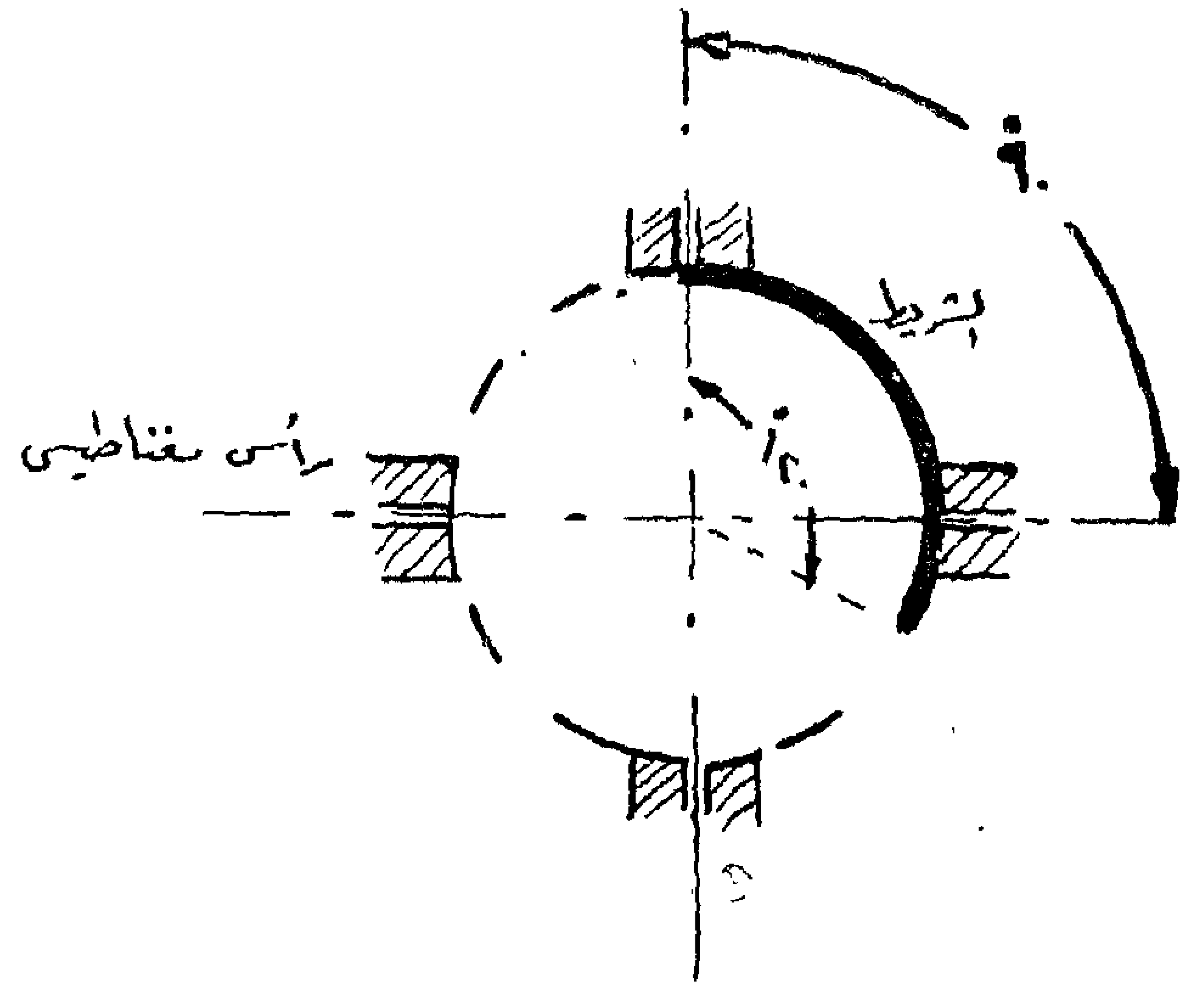
= ٢٧٠٫٠٠٠ قدماً !!!

أى نحو ثلاث بكرات شريط قطر كل منها نحو المتر .

ولحسن الحظ تبين أن السرعة النسبية بين الرأس المغناطيسية والشريط هى المهمة — ومن ثم تقرر تحريك الرأس المغناطيسية حول الشريط بسرعة عالية ، لتسجل عليه الاشارة المرئية على هيئة خطوط أو آثار مستعرضة ، أثناء حركة الشريط بالسرعة المعتادة فى التسجيل الصوتى (١٥ بوصة فى الثانية) .

وحيث إن رأساً واحدة لا تكفى للتسجيل طول الوقت إذ أنها تكون مواجهة للشريط خلال نصف الدورة ، وتكون خلفه خلال النصف الآخر ، فقد تبين الحاجة إلى رأسين مغناطيسيين . ولكن وجد أن الشريط سيكون مقوساً على شكل نصف دائرة مما يزيد من احتمال قطعه أثناء حركته ، لذلك تقرر استخدام أربعة رءوس مغناطيسية تعطى نفس الاشارة أثناء التسجيل وتتولى كل منها التسجيل لفترة ¼ الدورة وبذلك تسجل كل رأسان متجاورتان نفس الاشارة لفترة معينة وهذا مما يسهل عملية ربط أجزاء الاشارة التليفزيونية بعضها ببعض ، كالموضح فى شكل ٢٩ .

ويبلغ عرض الشريط المستخدم ٢ بوصة وقطر القرص الحامل للرءوس المغناطيسية ٢٫٠٦٤٢ بوصة . ويدور



(شـكل رقم ٢٩)

القرص بسرعة ١٥٬٠٠٠ لفة في الدقيقة أي ٢٥٠ لفة في الثانية .

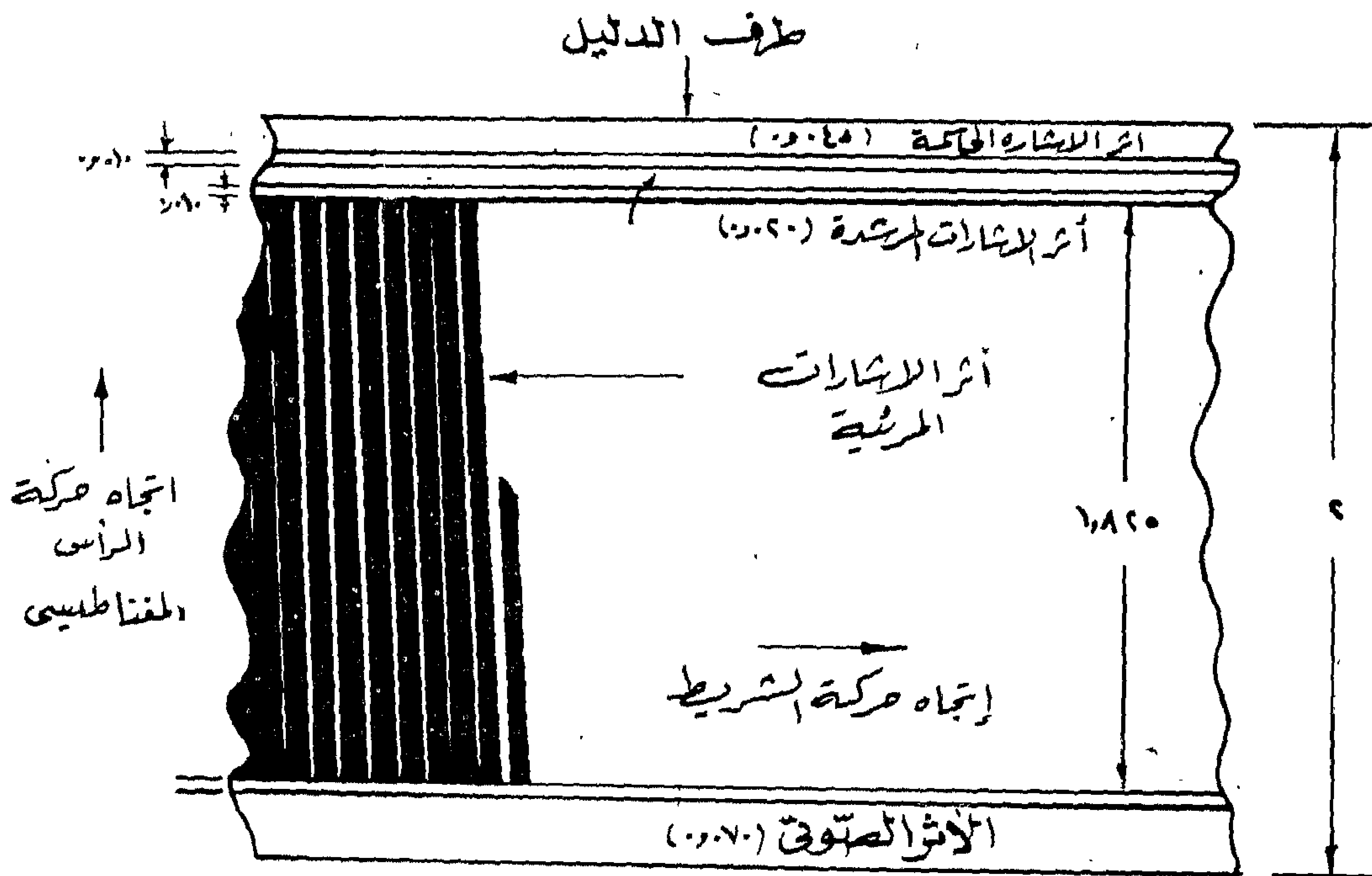
وبذلك تكون السرعة النسبية بين الرأس والشريط نحو ١٦٢٠ بوصة في الثانية ، ويكون أعلى تردد يمكن تسجيله (عندما تكون فتحة الرأس مساوية لطول الموجة) نحو ١٦ ميجاسيكل .

وبذلك يمكن تسجيل برنامج تليفزيوني مدته ساعة باستخدام بكرة شريط قطرها لا يزيد عن ٣٠ سم .

و (شـكل رقم ٣٠) يوضح توزيع تسجيل كل من الاشارة المرئية (Vider) والصوتية (Audio) والمرشدة (Cue) والحاكمة Control على الشريط المغناطيسي .

وأثناء الإعادة تضاف الجهود الخارجة من الرءوس الأربعة إلى بعضها بطريقة تعطى الإشارة الأصلية مرة أخرى وذلك بفضل وجود نبضات تزامن مسجلة على نفس الشريط تمكن من إضافة الجهود الخارجة من الرءوس المغناطيسية في اللحظة المناسبة .

بعد ذلك ترسل الإشـارة الناتجة إلى الكاشف الذى يحولها إلى الإشارة المرئية الأصلية .



شكل - (٣٠)

توزيع الآثار المسجلة على شريط الفيديوتيب . جميع الأبعاد بالبوصة

هذا وموضوع التسجيل المرئى المغناطيسى موضوع واسع يحتاج إلى عدة مقالات لإيضاح نواحيه المتعددة ، ونكتفى بالعجالة السابقة لتوضيح الأفكار الرئيسية .

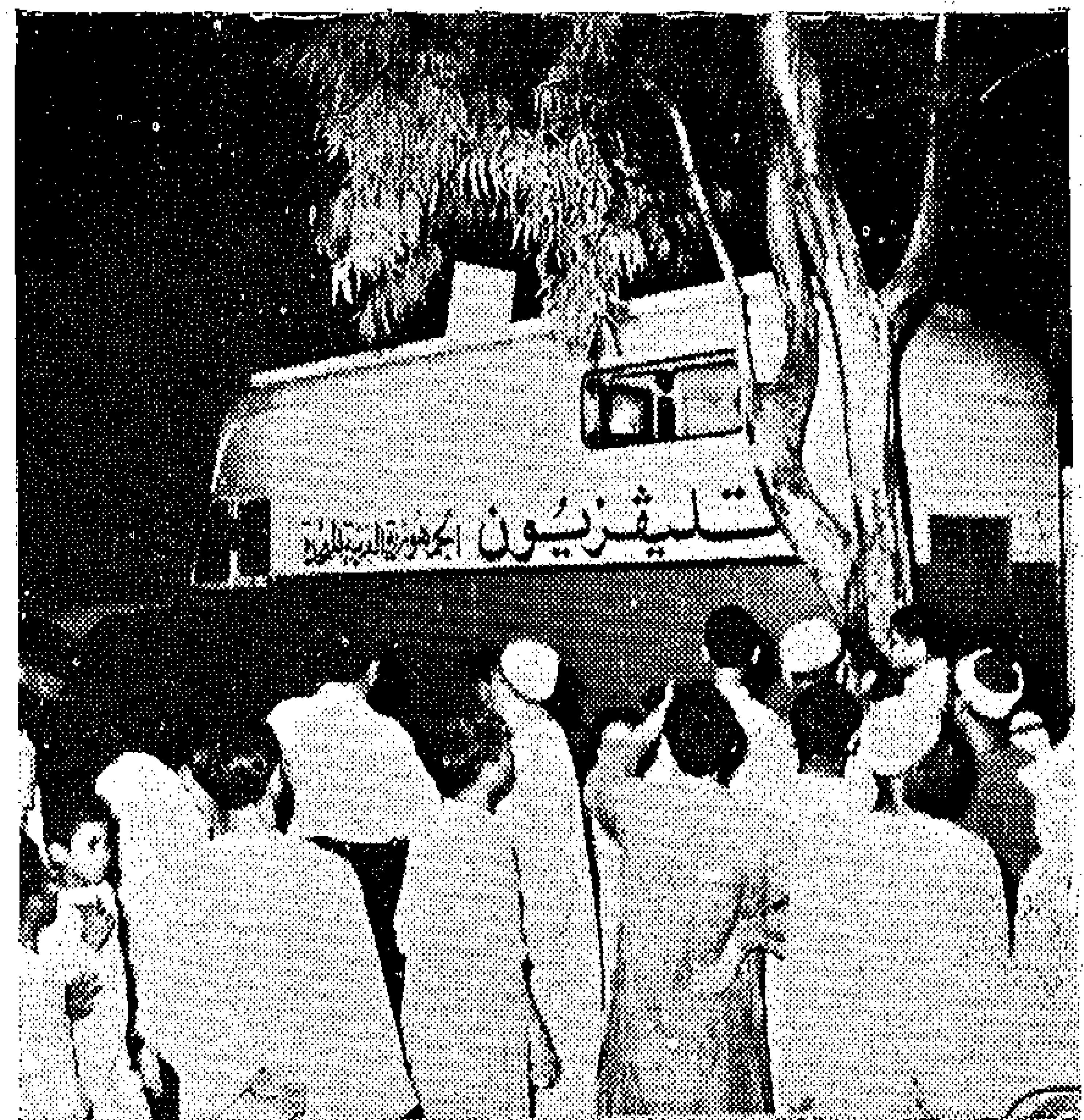
وقد أثبت التسجيل المرئى المغناطيسى وجوده ومقدرته الفائقة منذ أن وضع أول جهاز فى الخدمة سنة ١٩٥٦ ، وكان لجودة الصورة العالى أثره الفعال فى سرعة انتشاره ، ولا شك أن التسجيل يساعد منظمى البرامج التليفزيونية كثيراً فى تنظيم برامجهم ، كما أنه يتيح إعادة البرنامج عدة مرات دون أن تتأثر جودته (إلى نحو مائة مرة) ويفتح المجال نحو تبادل البرامج التليفزيونية بين البلاد المختلفة .

وقد كانت ال ج٠ع٠م٠ فى طليعة الدول التى اهتمت باستخدام التسجيل المرئى المغناطيسى وتوجد حاليا لديها خمس أجهزة تسجيل ضخمة .

وتقوم حاليا أبحاث كثيرة فى كل من أوربا وأمريكا لتحسين التسجيل المرئى المغناطيسى وتخفيض تكاليفه .

هـ ــ الاذاعة الخارجية :

توجد لدى الاذاعة ثلاث عربات للاذاعة الخارجية ، إحداها لتسجيل البرامج خارج دار التليفزيون وبها جهاز



(صورة رقم ٤)

تسجيل مرئى مغناطيسى (فيديوتيب) ، والأخريتان لإذاعة البرامج الحية مباشرة من الأماكن الخارجية ، وتنقل هذه البرامج عن طريق وصلة لاسلكية سنتيمترية إلى غرفة المراقبة الرئيسية بمبنى التليفزيون أو إلى مركز الإرسال بالمقطم مباشرة .

و ــ التسجيل الكينسكوبى :

يمكن تسجيل البرامج التليفزيونية صوتاً وصورة على أفلام سينمائية ١٦ مم بواسطة جهاز خاص يحتوى على كاميرا ورأس لتسجيل الصوت ضوئياً ويعرف باسم « الكينيسكوب » ويمتاز هذا النظام برخصة وسهولته وخاصة بالنسبة لأغراض تبادل البرامج ، وإن كانت جودة الصورة فيه أقل من مثيلتها فى الفيديوتيب .

خامسا ــ نظرة الى مستقبل التليفزيون العربى

أدى النجاح الباهر لإدخال التليفزيون فى الجمهورية العربية المتحدة بصورة يندر أن تحدث فى أية بلد فى العالم ، وزيادة ساعات الإرسال بحيث ضربت رقماً قياساً بين تليفزيونات العالم، والرغبة فى زيادة رقعة الاستقبال التليفزيونى وتحسين الصورة المستقبلة ، إلى وضع عدة مشروعات ، تهدف إلى الوصول بالبرنامج التليفزيونى إلى جميع أنحاء الج.ع.م وإلى زيادة عدد البرامج وتطويرها .

وأهم المشروعات التى وضعت ، والتى تم التعاقد على معظمها ما يلى :—

١ ــ البرنامج الثالث :

تم التعاقد على توريد محطة ارسال تليفزيونى ذات قدرة ٢ ك . و . لتركب فى مركز الإرسال التليفزيونى الرئيسى بالمقطم ، كما تم التعاقد على جميع الأجهزة التى يحتاج إليها لتشغيل هذه البرنامج . وينتظر افتتاحه فى عيد الثورة العاشر .

٢ ـ امتداد شبكة التليفزيون فى وجه بحرى :

تم التعاقد على توريد الأجهزة اللازمة لنقل البرنامج التليفزيونى الثانى عن طريق وصلة لاسلكية سنتيمترية من القاهرة إلى طنطا ثم تعاد إذاعته من هناك بواسطة محطة إرسال تليفزيونى كبيرة ذات قدرة تساوى ١٠ ك . و . وهوائيات إرسال على صار . . ارتفاعه ٢٥٠ متراً لخدمة الوجه البحرى بالبرنامج الثانى ، على أن تنشأ محطات تابعة فى كل من دمياط وأبيس (قرب الإسكندرية) لخدمة المناطق التى حولها .

٣ ـ امتداد شبكة التليفزيون فى وجه قبلى :

٣ ـ ١ تم التعاقد على توريد خمسة محطات تليفزيونية تابعة لنقل البرنامج التليفزيونى من محطة الإرسال بأسوان شمالا حتى الأقصر .

٣ ـ ٢ تم طرح المواصفات الخاصة بعد وصلة لاسلكية على الموجات السنتيمترية بين القاهرة والأقصر ، لنقل برنامج تليفزيونى وبرنامجين إذاعيين .

٣ ـ ٣ بعد إتمام تنفيذ الوصلة اللاسلكية السابق ذكرها فى ٣ ـ ٢ ستنشأ محطات إرسال تليفزيونية قوية هوائياتها على صوار مرتفعة لخدمة جميع مناطق الصعيد التى تمر بها بصورة جيدة .

كما ينتظر من الوصلة اللاسلكية من قنا إلى ساحل البحر الأحمر .

٤ ـ زيادة الإمكانيات فى الأستوديوهات بعمل استوديو خامس للمتفرجين ، وشراء الكاميرات الخاصة به من نوع جديد ممتازة ، وشراء معدات تحميض الأفلام التليفزيونية ... الخ .

هذه لمحات سريعة عن التليفزيون العربى الذى يسير خطوات واسعة الى الامام ، وغير بعيد ان يتم ادخال التليفزيون الملون فى خلال الخطة الخمسية الثانية ، اذ أن كل أجهزة الارسال والوصلات اللاسلكية مصممة على أساس ان تعمل على التليفزيون الملون . ولا يحتاج الامر سوى الحصول على الكاميرات التليفزيونية الملونة ، وانتاج أجهزة استقبال للتليفزيون الملون محليا بأسعار مناسبة .

ملخص الموضوعات
بالقسم الانجليزى

استخدام شبه الموصل الثنائى النفقى كجهاز إرسال وجهاز استقبال فى حالتى التشكيل فى القمة وفى التردد .

للدكتور المهندس عبد السميع مصطفى

يشمل هذا المقال على دراسة وتحليل من الناحيتين النظرية والعملية لشبه الموصل الثنائى النفقى عند استعماله كجهاز إرسال وكجهاز استقبال فى حالتى التشكيل فى القمة وفى التردد — يبدأ المقال بمقدمة تشمل شرح نظرية وفوائد ومزايا الثنائى النفقى — ثم يلى ذلك دراسة نظرية جديدة للثنائى النفقى كجهاز إرسال فى حالتى التشكيل فى القمة وفى التردد يليها تجارب عملية للتحقيق وكانت النتائج مرضية — ثم يأتى بعد ذلك دراسة عملية للثنائى النفقى كجهاز استقبال بنظام التغذية فوق العادة وهى دراسة جديدة لها أهميتها .

الرفاصات البحرية فى حالة "انعدام الدفع"

للدكتور المهندس فؤاد بهجت

الأستاذ المساعد بقسم الهندسة البحرية

كلية الهندسة جامعة الإسكندرية

خلاصة :

هذا البحث خاص بالرفاص البحرى ذى الخطوة الثابتة وذلك فى إحدى حالاته الخاصة وهى حالة انعدام دفعه وبالتالى انعدام جودته .

يبدأ البحث بتحديد خط «عدم الدفع» لمقطع من جناح رفاص بحرى ، كما يقوم بتحديد الخطوة التأثيرية المعروفة بخطوة فرود « التحليلية » . ثم يناقش فائدة استعمال كل من خط « انعدام الدفع » وخط « انعدام الرفع » كأساس لعرض نتائج تجارب الرفاصات البحرية — هذا بجانب سرد عام للطرق المستعملة لتحديد خط « انعدام الرفع » النظرى وخط « انعدام الرفع » العملى .

ثم يأخذ البحث فى اعتباره حالة « العزم الثابت » وحالة « القوى الثابتة » تبعاً لنوع الآلات البحرية المستعملة وذلك عند تحديد القوى المولدة وعدد اللفات وسرعة التقدم والزحلقة التأثيرية الناتجة من حالة « انعدام الدفع » معززاً ذلك بالمعادلات الخاصة بحساب كل منها على حدة .

وتلزم لحل هذه المعادلات معرفة كل من « ثابت سرعة التقدم » وكذلك « معامل العزم » فى حالة انعدام دفع الرفاص وهذه بالتالى معطاه بيانياً لمختلف حالات الرفاصات البحرية من ذات الثلاث والأربعة أجنحة والتى مقطع أجنحتها إما دائرى أو انسيابى الشكل .

وأخيراً يقوم البحث بدراسة تأثير إضافة « اسطوانة محورية » للرفاص البرى ذى الخطوة الثابتة ومقارنة تأثير استبدالها « بأنبوبة كورت» وذلك فى حالة «انعدام الدفع» .

تأثير التصلد الناتج عن تحميل الشد المفاجىء على الخواص الميكانيكية للصلب

للأستاذ الدكتور مصطفى يحيى، الدكتور يحيى قابيل، المهندس صالح ابراهيم

يهدف هذا البحث إلى دراسة تأثير التصلد الناتج عن التحميل الديناميكى على الخواص الميكانيكية للصلب ومقارنة هذا التأثير بمثيله الناتج عن التحميل الاستاتيكى .

وقد دلت نتائج هذا البحث على أنه نتيجة للصدمات المفاجئة تزداد استطالة المعدن عند طرفى قطعة الاختبار عنها فى الوسط وقد أيدت نتائج اختبار الصلادة ذلك حيث تزداد الصلادة عند الطرفين وتقل فى الوسط ويقل هذا الاختلاف عندما تكون الاستطالة نتيجة لعدة صدمات متكررة فى حين أن توزيع الصلادة على طول قطع الاختبار يكاد يكون منتظماً فى حالة التحميل الاستاتيكى كذلك لوحظ أن قوة الشد وإجهاد الخضوع يزدادان بازدياد استطالة قطع الاختبار السابق إجهادها ديناميكياً ويختلف هذا التأثير عن مثيله فى حالة قطع الاختبار السابق إجهادها استاتيكياً فعند ما تصل الاستطالة الديناميكية إلى ٧ر٪ من الطول القياسى وجد أن إجهاد الخضوع يقل بمقدار ١٢٫٥٪ عن مثيله للمعدن الذى لم يسبق إجهاده بينما يزداد إجهاد الخضوع عند نفس المقدار من الاستطالة الاستاتيكية بحوالى ١٢٪ ثم يزداد إجهاد الخضوع بزيادة الاستطالة الديناميكية حتى يصل قيمة إجهاد الخضوع للمعدن الذى لم يسبق إجهاده عند استطالة قدرها ١٫٧٪ ثم يستمر فى الازدياد نتيجة لزيادة الاستطالة فى قطع الاختبار ، ولقد علل سبب نقص إجهاد الخضوع نتيجة للقيم الصغيرة للاستطالة الناتجة من التحميل الديناميكى بظاهرة انكسار البلورات التى تسبب سهولة عملية تشكل المعدن بعد ذلك تحت تأثير إجهادات القص ويمكن بيان ذلك بفرض أن تلك الظاهرة ما هى فى الواقع إلا عملية جديدة لترتيب الجزئيات فى أوضاع معينة مما قد يسبب تسهيل عملية الانسياب التالية وعندما تصل نسبة الاستطالة الديناميكية إلى ١٫٧٪ فإنه بالرغم من زيادة عدد مستويات الانكسار (وهذه المستويات تزداد بازدياد عدد الصدمات) فان عدد مستويات الانزلاق التى تسبب ازدياد صلادة المعدن يزداد بنسبة أكبر مما يؤدى بدوره إلى زيادة إجهاد الخضوع . كذلك وجد أن إجهاد الخضوع يزداد بازدياد عدد مرات التصادم ولكنه لا يصل إلى إجهاد الخضوع لقطع الاختبار السابق إجهادها استاتيكياً لنفس المقدار .

ولقد دلت ملاحظة شكل الكسر بعد شد قطع الاختبار السابق إجهادها أن الكسر يتغير فجأة من الشكل المطولى إلى القصفى لقطع الاختبار السابق إجهادها ديناميكياً عند استطالة قدرها ٦٪ فى حين يحدث هذا التغيير بالتدريج بازدياد استطالة المعدن السابق إجهاده استاتيكياً . كما أظهرت نتائج التجارب أن حد التعب لقطع الاختبار السابق إجهادها ديناميكياً لا تتأثر بذلك حتى تصل الاستطالة نتيجة للاجهاد الديناميكى إلى ما يقرب من ١٫٢٪ ثم تبدأ فى الزيادة إذا ما زادت الاستطالة عن ذلك حتى تصل إلى حوالى ٣٠٪ عن مثيلتها لقطع الاختبار التى لم يسبق إجهادها . وقد أيد الفحص المجهرى النتائج السابق ذكرها فلوحظ أنه فى حالة قطع الاختبار السابق إجهادها استاتيكياً تأخذ البلورات شكلا منتظماً على طول قطع الاختبار فى حين أنه فى حالة قطع الاختبار السابق إجهادها ديناميكياً يزداد القطر المتوسط للبلورات عند الطرفين عنه فى الوسط . كذلك لوحظ زيادة فى عدد مستويات الانزلاق فى حالة قطع الاختبار السابق إجهادها استاتيكياً عنها فى الحالة الديناميكية ولكن يكثر بالأخيرة عدد مستويات الانكسار التى تزداد بازدياد عدد مرات التصادم .

نظرية ميول وحدة القص واستخدامها فى الإنشاءات القشرية المضلعة

دكتور مهندس : عبد الفتاح ديوان

يقدم هذا البحث طريقة مستحدثة لحل الإنشاءات القشرية المضلعة تعتمد على نظرية جديدة عن ميول وحدة القص وعلاقتها بالجهود العمودية . ويعتبر هذا الحل اتجاهاً مبتكراً لدراسة هذا النوع من الإنشاءات ويبين لماذا يختلف توزيع الجهود العمودية فيها عنه فى الكمرات العادية .

وينقسم البحث إلى قسمين . أولهما يقدم ميول نظرية ميول وحدة القص . وتم فيه إثبات للعلاقة بين معدل تغير تيار القص عند أى نقطة فى القطاع وبين الجهد العمودى فى هذه النقطة بحيث يمكن استعمال معدل التغير هذا فى إيجاد توزيع الجهد العمودى على القطاع . ويتضح من هذه الدراسة أن توزيع الجهود العمودية يتوقف على توزيع جهود القص على أجزاء القطاع ، بخلاف ما هو مألوف فى نظرية الكمرات العادية حيث يستنتج توزيع جهود القص من توزيع الجهود العمودية . ويحتوى هذا الجزء من البحث على عدة أشكال مختلفة يمكن أن توزع بها هذه الجهود .

ومما تجدر الإشارة إليه أن توزيع جهود القص ، وبالتالى توزيع الجهود العمودية يعتمد على الطريقة التى نفترض أن قوى القص الخارجى قد وزعت بموجبها على الألواح المختلفة التى يتكون منها القطاع . ومن هذا فانه من الممكن إيجاد أكثر من حل واحد لتوزيع هذه الجهود ، ويعتبر الحل الوحيد الذى تعطيه نظرية الكمرات واحداً من هذه الحلول العديدة ، ولا يمكن حدوثه إلا تحت ظروف معينة .

ويشتمل الجزء الأول من هذا البحث أيضاً على طريقة لتوزيع ميول القص تشبه طريقة توزيع العزوم المعروفة بطريقة « كروس Cross » فى جميع خطواتها إلى حد كبير يسهل معه إيجاد توزيع هذه الميول فى جميع الحالات .

أما الجزء الثانى من هذا البحث فقد خصص لبيان استخدام نظرية ميول وحدة القص هذا فى حل الإنشاءات القشرية المضلعة وهذا النوع من الإنشاءات قد أخذ يحتل مكاناً مرموقاً فى السنوات الأخيرة لما له من المزايا العديدة . ويتضح من الدراسة أن الحل الصحيح لتوزيع الجهود يجب أن يحقق شرطين أساسيين ، أولهما شرط هندسى والثانى يسمى شرط التطابق . ويعتبر توزيع الجهود الذى تعطيه نظرية الكمرات العادية محققاً للشرط الهندسى فقط وهو لهذا لا يصلح إلا فى حالات معينة يتحقق فيها شرط التطابق أيضاً .

والطريقة المتبعة هنا لإيجاد التوزيع النهائى للجهود يتخذ فيها توزيع الجهود الناتج من نظرية الكمرات العادية أساساً نبدأ به ثم نصححه بعد ذلك بما يحقق كافة الشروط نتيجة لما يسمى بمجموعة القوى المساعدة . وهى القوى التى يجب تواجدها ليكون التوزيع الخاص بنظرية الكمرات صحيحاً ، والتى يستلزم غيابها إضافة التصحيحات الضرورية للحصول على التوزيع النهائى للجهود .

طرق الإحصاء ومعيار التصميم
لاختبار خلطات الخرسانة في كل من موقع العمل والمعمل

للدكتور المهندس أحمد على العريان
الأستاذ المساعد بكلية الهندسة - جامعة القاهرة

الخلاصة :

تمدنا التحليلات الإحصائية بوسائل قيمة لتفسير نتائج اختبارات قوة الضغط ... وفى كثير من الحالات الفيزيائية تقود نتائج التجارب دائماً إلى فراغ الاحتمالية ... هذا الفراغ الذى درست خواصه المميزة ونوقشت فى ضوء الملاحظات الإحصائية العامة .

ويشتمل الفصلان الأولان من الجزء الأول من هذا البحث على الوسائل الإحصائية الرئيسية اللازمة لهذه المناقشة . وقد وجد أن التوزيع التكرارى المعتاد مناسب لحالات اختبار الخرسانة . فنوقشت الدلالة الفيزيائية للمتغيرات الإحصائية وأمكن الحصول على وسيلة جديدة موصلة لتحليل بيانات الاختبارات .

وقد نوقش معيار التصميم كما اقترح رأى جديد فى كيفية وضع مواصفات ما تتطلبه الخلطة الخرسانية لمقابلة القوة المطلوبة . وقد تقدنا الناحية العملية المتبعة فى الوقت الحاضر لتفسير البيانات فى كل من أبحاث المشروعات واختبار الخرسانة فى موقع العمل وأمكن الحصول على وسيلة موصلة بتطبيق الحقائق الإحصائية .

وفى الجزء الثانى من هذا البحث أجريت دراسة تجريبية للتأكد من التطبيق العملى لنتائج الدراسات النظرية والتحليلية التى نوقشت فى الجزء الأول . وما زالت كثير من الدراسات لازمة لتقييم سلوك المتغيرات فى الأنواع المختلفة للخرسانة .

وقد اقترح كاتب هذا البحث فى الجزء الأخير الخطوط المستقبلة للدراسات تجاه الحلول الكاملة ذات التحديد الأكثر لمسألة تقييم وتصميم الخلطات الخرسانية .

ملاحظة :

الجزء الأول من هذا البحث منشور فى هذا العدد وسينشر الجزء الثانى والثالث فى العدد التالى (أكتوبر ١٩٦٢) .

البلاطات الشريحية ذات الثقوب المستديرة

(تحت تأثير العزوم والقوى الطرفية على محيط الثقب)

للدكتور المهندس : محمد محمد الهاشمي

تتركز مشاكل البحث النظرى فى البلاطات المثقوبة للوصول إلى معرفة حالة الاجهادات المختلفة فيها أساساً فى صعوبة تحقيق الشروط الحدية رياضياً على كل من المحيط الخارجى للبلاطة والمحيط الداخلى للثقب الموجود . فبينما أمكن استخدام الاحداثيات الكرتيزية أو القطرية المعتادة لإيجاد حلول لبعض حالات من البلاطات غير المثقوبة ظهر أنه من العسير استخدام نفس الاحداثيات لبحث نفس هذه الحالات عند وجود ثقوب فى البلاطة . ولبيان ذلك مثلا أنه بينما أمكن الوصول إلى حل رياضى باستخدام الاحداثيات القطرية لحالة البلاطات المستديرة الكاملة التثبيت عند أطرافها ، تصبح هذه الاحداثيات غير كفيلة لإستخدامها لإيجاد حل إذا أصبحت هذه البلاطات حلقية لا مركزية مما حدى بالكاتب إلى معالجة هذا الموضوع فى إحدى أبحاثه إلى استخدام الاحـــداثيات المنحنية المطابقة conformal mapping لايجاد الاجهادات لهذه الحالة .

إلا أن استخدام مثل هذه الاحداثيات فى بعض الحالات قد يؤدى إلى زيادة صعوبة الحسابات وتعقيدها مما يضطر إلى الالتجاء إلى وسيلة أخرى لامكان الوصول إلى حلول عملية لهذه الحالات . ومثال لذلك حالة البلاطات المستطيلة أو المربعة المثقوبة مركزياً التى عالجها الكاتب فى بحث سابق باستخدام الاحداثيات القطرية فى تحقيق الشروط الحدية حول الثقب تحقيقاً رياضياً كاملا بينما اكتفى فى الأطراف الخارجية للبلاطة بتحقيق هذه الشروط بقدر يناسب ما يتطلبه التصميم الهندسى مع سهولة الحسابات أو زيادة هذه الدرجة من الدقة حتى أقصى حدودها إذا كان ذلك مطلوباً للبحث العلمى . وقد أمكن ذلك بوضع حل المعادلات التفاضلية للبلاطة بصورة مسلسلة هندسية ينطبق عليها أن يصل مجموع مربعات الانحرافات عن الشروط الحدية على طول الأطراف الخارجية للبلاطة إلى الحد الأدنى ، بحيث كلما زاد عدد حدود هذه المسلسلة أمكن زيادة درجة الدقة الناتجة . إلا أنه نظراً لعدم تطابق الحد الخارجى للبلاطة مع الاحداثيات القطرية يحتاج هذا الحل للوصول الى درجة قصوى من الدقة الى زيادة كبيرة نسبياً من المجهود المبذول فى الحسابات مما أدى الكاتب الى معالجة الموضوع مرة إخرى لتبسيط الحسابات بالاكتفاء بتحقيق الشروط الحدية عند الأطراف الخارجية فى عدد من النقط يتناسب مع درجة الدقة المطلوبة . أما فى حالة البلاطات الشريحية فإن حلا كهذا يحتاج الى عدد أكبر من النقط على المحيط الخارجى لتحقيق هذه الشروط ، وتبعاً لذلك يزيد المجهود فى حسابها خاصة اذا كانت ذات طول لانهائى نسبياً وهذا ما حدا الى محاولة الوصول فى هذا البحث الى حل لهذا الموضوع بطريقة رياضية أخرى .

وقد أمكن فى الجزء الأول من هذا البحث الوصول الى دالة أساسية كل نهائى من البداية تحقق الشروط الحدية تحقيقاً كاملا لكل أطراف البلاطة ومحيط الثقب لبلاطة شريحية مستطيلة مثقوبة مركزياً تحت تأثير عزوم موزعة توزيعاً منتظما حول محيط الثقب . وبذلك أمكن توزيع العزوم فى البلاطة وايجاد الاجهادات بها وتوضيح ذلك بالمنحنيات المختلفة الموضحة .

أما فى الجزء الثانى من هذا البحث فقد عولج موضوع تأثير العزوم وقوى القص العمودية مجتمعين فى صورة عامة أو منفصلين فى صورة خاصة حول محيط الثقب على البلاطة بطريقة رياضية . وقد أمكن الوصول الى هذا الحل بتقسيم هذا الجزء من البحث الى مرحلتين : الأولى بتحديد حالة الاجهادات فى البلاطات المثقوبة اللانهائية الطول فى الاتجاهين تحت تأثير القوى العاملة على حواف الثقب تبدأ بمعادلات البلاطات الأصلية والثانية باضافة تأثير التحديد الشريحى لعرض البلاطة على هذه الإجهادات . وبذلك أصبح هـذا الحل ليس ذى فائدة فقط فى تحديد الاجهادات فى هذه البلاطات تحت تأثير هذه القوى الطرفية وانما يمكن استخدامه بعد ذلك فى بحث آخر كخطوة مكملة لحل هذه البلاطات الشريحية تحت تأثير حالات أخرى مختلفة من التحميل .

ويرجو الكاتب أن يكون هذا البحث طريقاً لايجاد حل لبلاطة شريحية مثقوبة تحت تأثير أى حالة أخرى من التحميل اذا قسم موضوع بحثها الى قسمين أولاهما يختص بالبلاطة كاملة غير مثقوبة ثم تصحيح الاجهادات الناتجة فى خطوة تالية تحت تأثير القوى والعزوم المعادلة الواجب أخذها فى الاعتبار على محيط الثقب بتحقيق الاشتراطات الحدية النهائية للبلاطة .

تصميم خطط التشغيل ومراقبة الإنتاج

للمهندسة أمينة الحفنى

إن تطور الصناعة والتوسع فى استخدام الآلات مع ازدياد تعقدها يوماً بعد يوم يتطلب الاستفادة من هذه الآلات الباهظة الثمن أحسن استفادة ممكنة . إذ أنه فى الوقت الذى قلت فيه الحاجة إلى الأعمال المباشرة فى المصنع زادت أهمية الإدارة الصالحة لربط عناصر الإنتاج التى تتمثل فى التمويل والمواد اللازمة والقوى العاملة وذلك لإمكان زيادة الإنتاج كما ونوعاً .

ولا شك فى أنه إن كان لتخطيط الإنتاج أهمية كبرى قبل بدء الإنتاج فإن المراقبة الفعالة ضرورية لضمان نجاح التخطيط خصوصاً إذا زاد عدد الآلات المستخدمة فى المصنع وكان الإنتاج فى غير صورة التجانس أو لإجابة مطالب متعددة وحينئذ تظهر أهمية مراقبة الإنتاج الذى يضمن للآلات أو المواد أو المستهلكين أو لكل هذه العناصر أقل عطل ممكن .

وتتبين أهمية المراقبة من الغرضين التاليين :

١ — تدارك الأعطال والعقبات ساعة حدوثها ومعالجة الأسباب قبل استفحالها .

٢ — الاستفادة من النتائج السابقة عند التخطيط للمستقبل .

وتنحصر خطوات تصميم خطة المراقبة فيما يلى :

١ — تحديد الهدف (ماذا ؟ ولماذا ؟)

٢ — التنظيم (كيف ؟ وماذا يلزم ؟)

٣ — وضع المقاييس المعيارية

٤ — قياس النتائج

٥ — تسجيل النتائج ورفع التقارير .

وهذا البند الأخير يساعد على جعل الخطة ديناميكية إذ أن التقارير تنقل خطوات سير العمل بنتائجها إلى المستويات العليا للتعرف على مدارج الخطة وتطورها ومتابعتها فى أطوارها المختلفة .

أنواع التقارير :

(ا) تقارير الإنذار : تخطر عن حدوث عطل أو تأخير غير منتظر حال حدوثه مما يساعد على إمكانية معالجته فى الحال .

(ب) تقارير تقدم العمل : وتساعد الإدارة العليا على متابعة تقدم العمل ومتابعة الإنتاج .

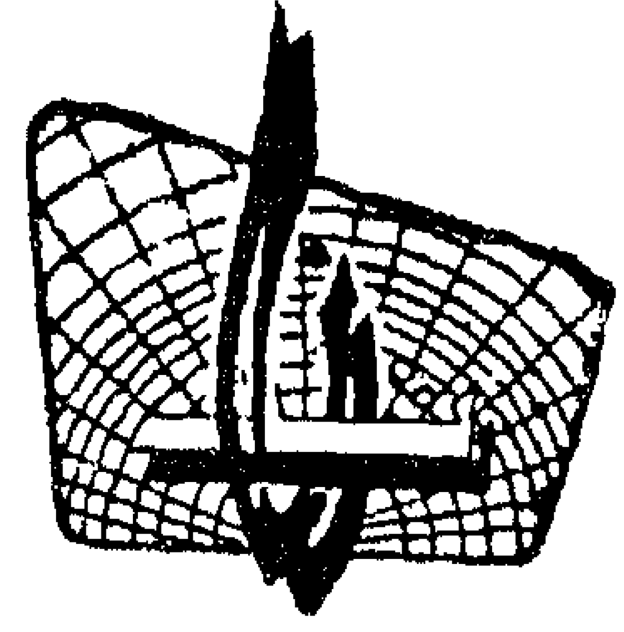
(حـ) تقارير دورية : وتعتبر تقييما للخطة وقياساً للنتائج ، وكذلك يستفاد منها فى تصميم خطط المستقبل .

وهناك وجهتا نظر فيما يتعلق بتحديد الأشخاص الذين يقومون بقياس النتائج ورفع التقارير للادارة العليا :

الأولى : تحبذ فكرة وجود نواة من الأخصائيين الأكفاء كوحدة مركزية مسئولة عن المراقبة إلى جانب تخطيط الإنتاج .

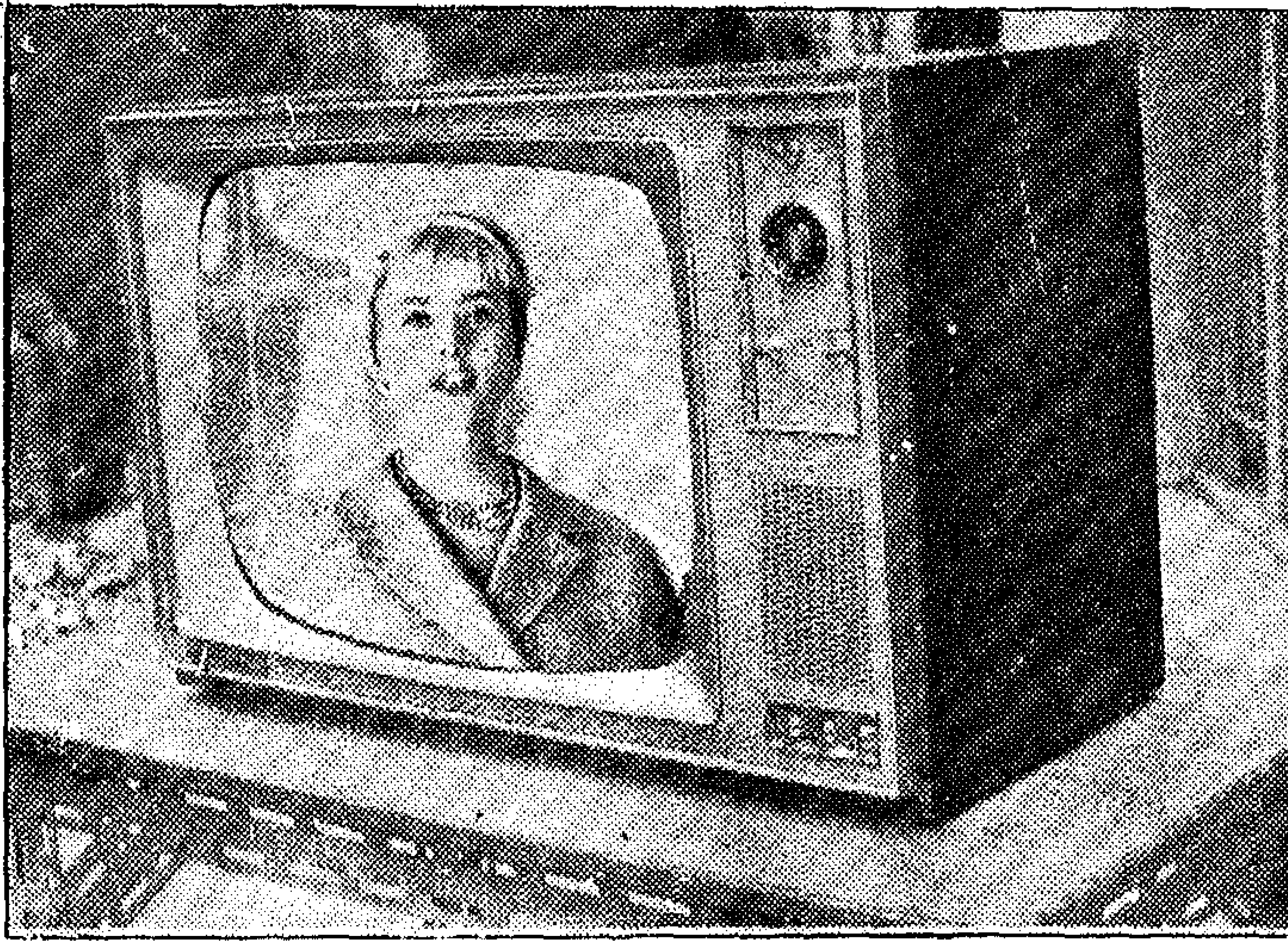
والثانية : تفضل اللامركزية بأن يقوم رؤساء الأقسام بعملية قياس النتائج وتقديم التقارير على أن يساعدهم الأخصائيون فى وضع المعايير القياسية وإرشادهم إلى طرق قياس وتحضير التقارير .

ولكل من وجهتى النظر ما يبررها : فنوع الإنتاج وحجم المؤسسة وكفاءة الأفراد ومدى الاستعانة بالآلات الإلكترونية ... الخ ؛ كلها من العوامل التى ترجح إحدى وجهتى النظر على الأخرى ... ولكن مما لا شك فيه أن اشتراك المسئولين عن الإنتاج فى قياس وتقدير إنتاجهم وبالتالى فى تصميم خطة المستقبل على ضوء هذه النتائج لمن العوامل التى تشجع المسئولين عن الإنتاج على تحقيق الخطة الموضوعة ، وتحثهم على تلافى أى خطأ أو انحراف بمجرد حدوثه كما أنها تزيد من التعاون بين الأخصائيين والمسئولين عن الإنتاج ، وتساعد على إيجاد التكامل بين الأقسام والوحدات المختلفة للمؤسسة .



المؤسسة المصرية العامة
للإذاعة والتليفزيون

شركة النصر للتليفزيون



جهاز ٢٣ بوصة ماركة نصر

تهنئة من الأعماق
للجمهورية العربية
بعيد ثورتنا العاشر

ويسر شركة النصر
أن تعلن أنه قد
تقرر افتتاح محطة

اسوان

إعتباراً من ٢٣ يوليو
ووراء انتشار الإشعاع

التليفزيوني يسير الركب في توزيع الأجهزة الجديدة ... مقاس ٢٣ **بوصة** والطرازات المختلفة ... بجميع محافظات الوجه القبلي حتى إسوان

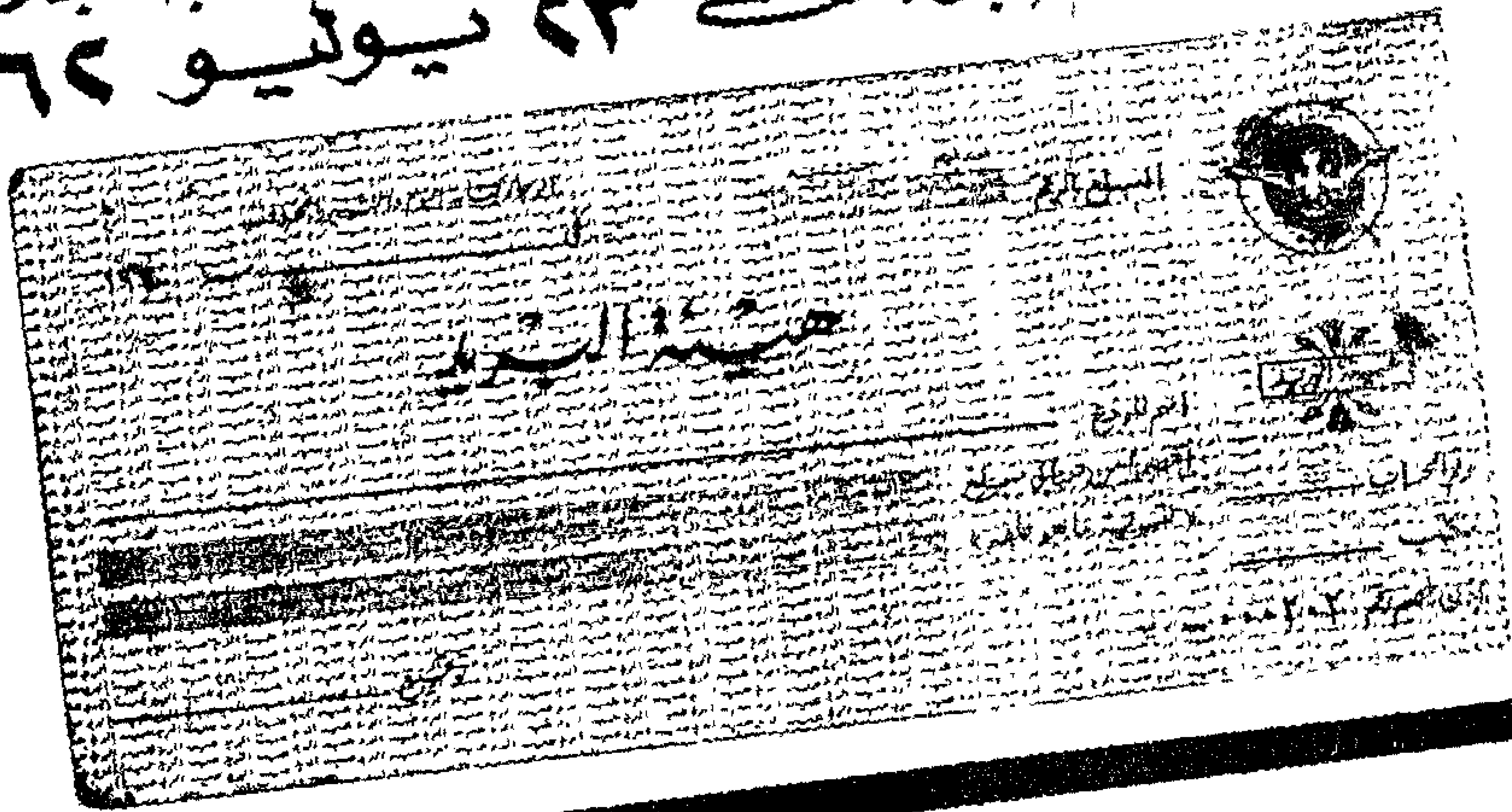
والشركة بإمكانياتها ومراكز الصيانة التابعة لها .. في خدمة المواطنين في كل مكان

علاقات عامة

تمشياً مع ما أشار به السيد الرئيس فى الميثاق الوطنى بشأن المدخرات وتحقيقاً لبناء المجتمع الديموقراطى الإشتراكى التعاونى فى ظل الحكم المحلى ، ومساهمة فى تنمية الإقتصاد القومى فى سياسة الدفع الثورى ، وعملاً على التوسع فى الخدمات البريدية لتوفير الوقت والجهد وتحقيقاً لرغبات الجمهور ... فقد إنتهزت

هيئة البريد

حلول عيد الثورة العاشر .. وسارعت إلى تعميم نظام الحسابات الجارية فى المكاتب الآتية .. إبتداء من ٢٣ يوليو ١٩٦٢





مكاتب "الحسابات الجارية"

الدواوين
العباسية
باب اللوق
حلوان
إمبابة
طوخ
القناطر الخيرية

كفر الدوار
وادى النطرون
محرم بك
مينا البصل
مديرية التحرير
زفتى
أشمون
منوف
دسوق
قنا ..

فاقوس
منيا القمح
ميت غمر
التل الكبير
بور فؤاد
الغردقة
السنبلاوين

سنورس
الواسطى
بنى مزار
مغاغة
ديروط
أبو تيج
طهطا ...
البلينا ...
نجع حمادى
الأقصر
كوم امبو

هذا إلى جانب المكاتب البريدية التى تقوم بهذه الخدمة بجميع المدن والمحافظات والبلاد التجارية الهامة حتى صار العدد الإجمالى لهذه المكاتب الآن ٦٨ مكتباً

مزايا
هذه الخدمة

- تقوم الهيئة بمقتضاه بكافة العمليات المصرفية نيابة عنك
- جميع عمليات التسويات فى الوزارات والمؤسسات
- يمكنك تحويل مبالغ من حسابك الجارى بهيئة البريد لحسابك بالبنك بموجب شيك بريد
- إذا رغبت فى دفع مبلغ لفرد أو شركة أو هيئة حرر شيكك بالقيمة

شركة النصر للغزل المتوسط بقنا

احدى شركات
المؤسسة المصرية العامة
للغزل والنسيج

مكتب القاهرة
٢٨ شارع طلعت حرب
«سليمان باشا سابقاً»
تليفون : ٧٩٠٣٨

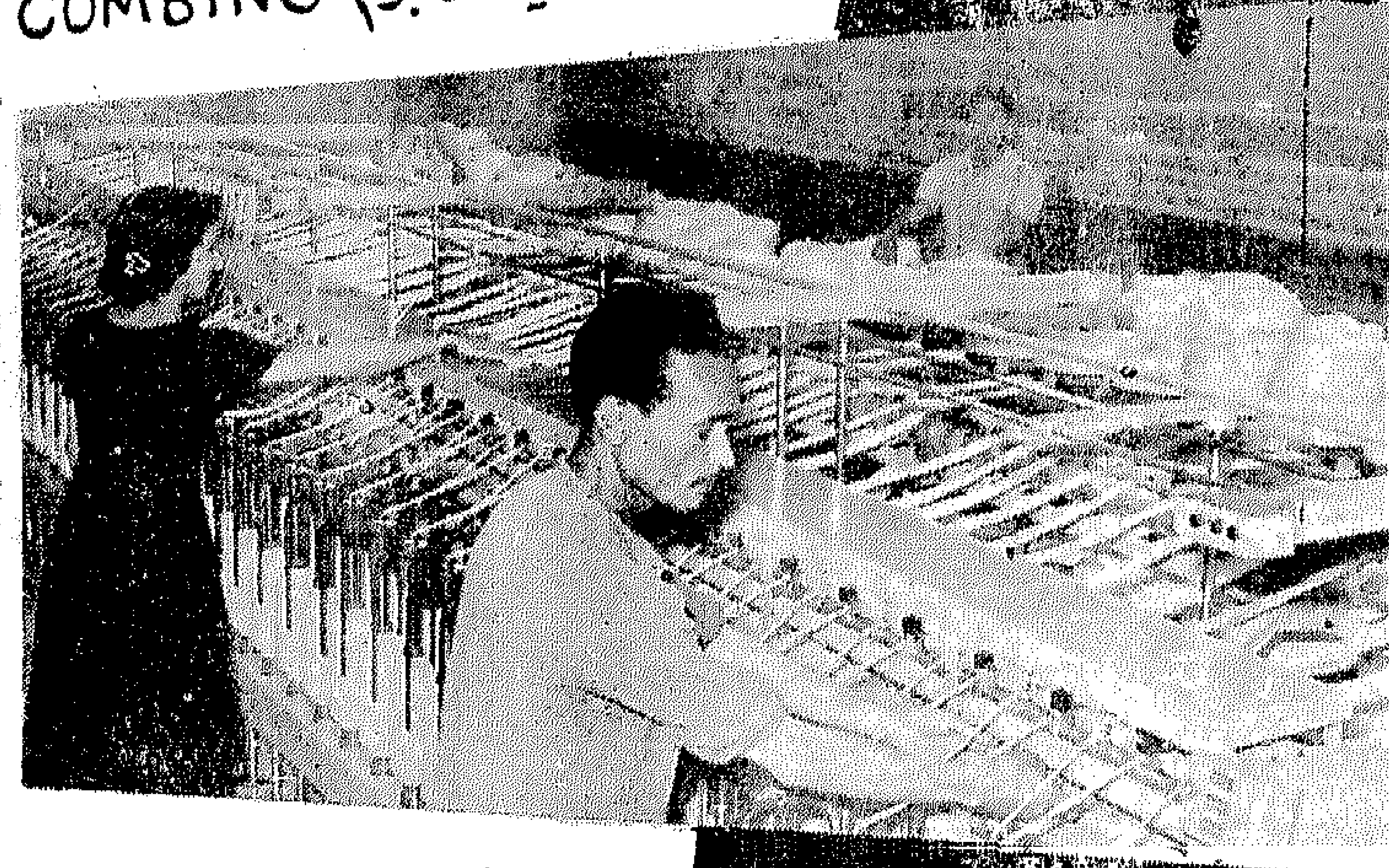
المصانع
قنا - ت : ٣٧٣

أضخم مشروعات الثورة للغزل المتوسط بالصعيد



قسم البرم

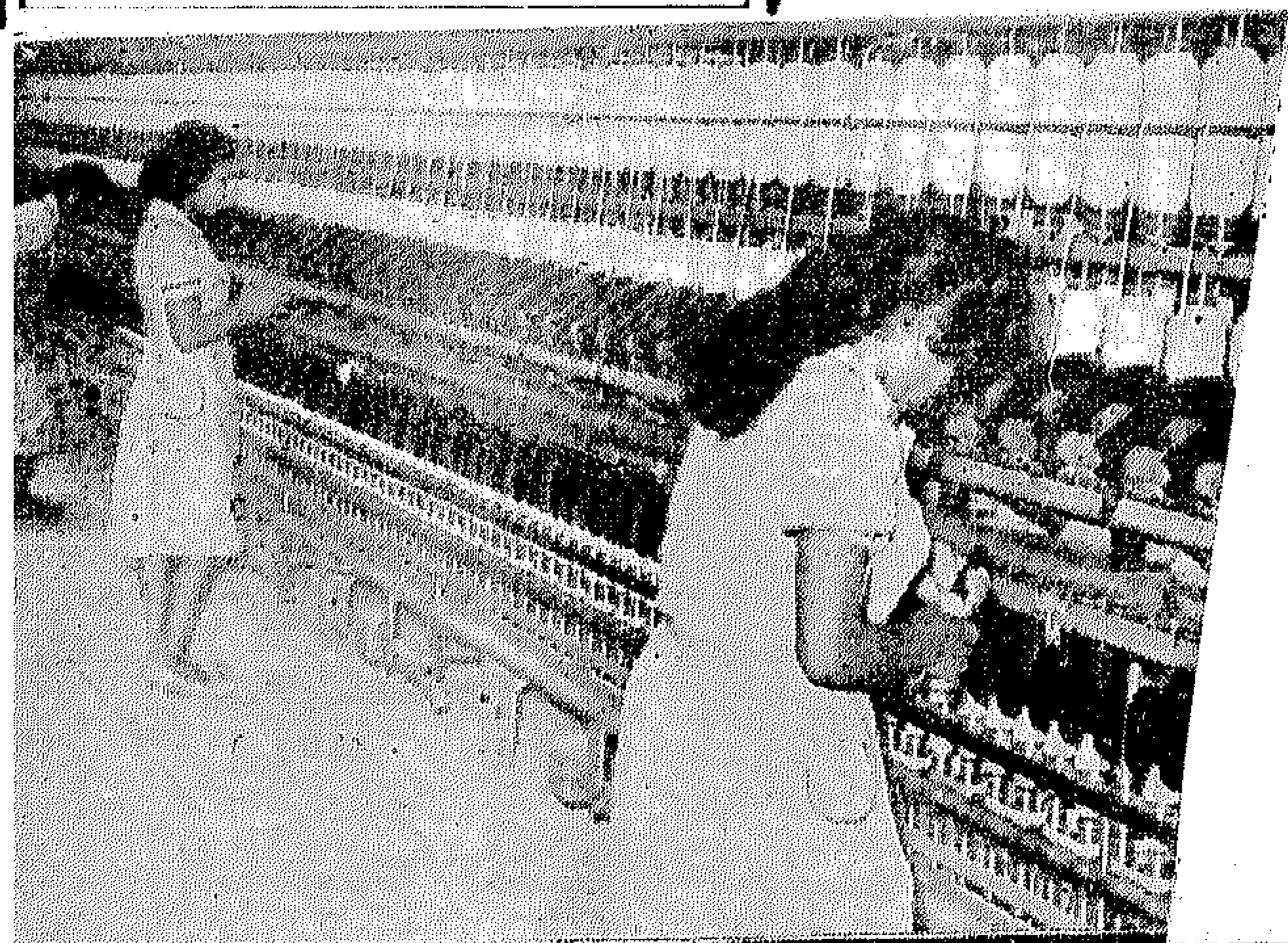
عدد ١٦ ماكينة للبرم COMBING



عدد
٢٤ ماكينة تمشيط
٤ ماكينة ملفات للتمشيط
٤ ماكينة سحب وتمشيط
٨٦ ماكينة غزل نهائى



قسم
الغزل النهائى



شركة الصناعات الكيماوية المصرية



شركة مساهمة مصرية

كيما

بأسوان

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الكيماوية

أضخم مشروع صناعي لإنتاج الأسمدة والكيماويات في الشرق الأوسط

- من أمجاد ثورتنا الصناعية
- يحقق الاكتفاء الذاتي
- ينمي الدخل القومي

يعمل بالشركة

٢٣٠٠ عامل

يتوفر لهم كل أسباب الراحة والطمأنينة والسكن المريح وكل ضمانات المستقبل السعيد



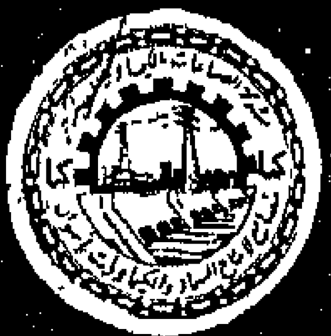
جانب من قسم الحامض



بعض خزانات قسم الأمونيا



جانب من المستعمرة السكنية للموظفين بمصانع الشركة بأسوان



مكاتب الشركة بالقاهرة

١٢ شارع طلعت حرب
« سليمان باشا سابقاً »
تليفون : ٧١٥٤٥
٧١٥٤٣ - ٧١٥٤٤
تلغرافيا : كيمانايل
« بالقاهرة وأسوان »

الإنتاج اليومي

١٦٠٠ طن

من سماد نترات النشادر الجيري
٢٠,٥٪ آزوت

الإدارة العامة والمصانع : بأسوان تليفون : ٣٢٥

شركة النصر للغزل والنسيج والتريكو بالقاهرة

"شوربجي سابقا"

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للغزل والنسيج



الإدارة العامة : تليفون ٦ - ٨٠٩٨٤١

المصانع ت : ٨٠٥٨٤٣ / المبيعات ت : ٤٧٩٣٩

تلغرافيا : الصبيح مصر س . ت : ٦٣٤٠٠ ص . ب : ١٨٩٠

رأس المال **مليون جنيه** مدفوع بالكامل



الإنتاج

غزل القطن حتى نمرة "١٦٠"

النسيج : أفخر أنواع المنسوجات القطنية
الممتازة للسيدات والرجال
وأرقى أنواع اللينو

النايلون : جميع الملابس الداخلية للسيدات
التى فاقت ما كان يستورد من الخارج

الجوارب النايلون : حريمي ورجالي وأولاد
الجوارب القطن الممتازة : للرجال والأولاد

قسم الصباغة والتجهيز وطباعة المنسوجات
مزود بأحدث الماكينات فى العالم

تعمل الشركة جاهدة على توفير الرعاية الصحية
وتنمية الوعى الرياضى بين العمال والموظفين
لتسهم فى خلق المجتمع الديموقراطى الاشتراكى التعاونى

شركة تنمية الصناعات الكيماوية والدوائية

سيد



" إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للأدوية والكيماويات والمستلزمات الطبية

تنطلق بقوة الدفع الثورى مستهدفة مبادئ الرئيس

جمال عبد الناصر

لتحقيق أهدافه فى بناء المجتمع الإشتراكى الديموقراطى التعاونى فتساهم بعمل إيجابى فى تدعيم صناعاتنا المحلية واقتصادنا القومى بمضاعفة إنتاجها ٧٨ مرة فى عشر سنوات والوصول به إلى أعلى مستويات الإنتاج فتقدمه الى الشعب بأسعار رخيصة للإرتقاء بمستواه الصحى



آلات إحكام غلق الزجاجات فى قسم الأشربة



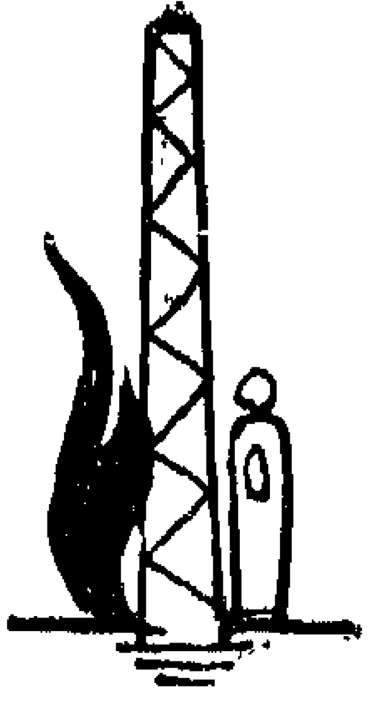
الواجهة المبنى الجديد للمصنع

المصانع وإدارتها وقسم البيع
الجيزة : شارع الأهرام ت : ٨٩٤٩٦٩

الإدارة والقسم العلمى
القاهرة : ٢ شارع شريف
تليفون : ٧٤٠١٥ / ٥٠٥٤٥

فرع الاسكندرية
٤٨ طريق الحرية تليفون : ٢٤٥٩٤

الشركة العامة للبترول



تم تأسيس الشركة العامة للبترول بمقتضى قرار رئيس الجمهورية رقم ٧٣٠ لسنة ١٩٥٧ الصادر فى ٢ سبتمبر ١٩٥٧ وغرض الشركة هو التنقيب عن البترول واستخراجه والأعمال المتصلة بذلك أنشئت برأس مال قدره مليون جنيهاً بلغ حتى الآن ستة مليون جنيه .

بدأت الشركة نشاطها بأن تقدمت بطلب تراخيص للبحث عن البترول فى ٦٣ منطقة تقع جميعها فى شمال شبه جزيرة سيناء وعلى جانبى خليج السويس وتحت مياه البحر الأحمر .

ولما كانت أعمال البحث عن البترول تبدأ دائماً بعمل دراسات عميقة تختلف من منطقة لأخرى ، فقد كان أمام الفنيين فى الشركة عبء الدراسات اللازمة فى المناطق المختلفة بغية الحصول على صورة دقيقة لما هو مخبأ تحت منطح الأرض من تراكيب جيولوجية .

وقد قام الفنيون بالشركة العامة للبترول بدراسة جميع البيانات والمعلومات الموجودة عن مناطق امتياز الشركة وقسموا تلك المناطق إلى مجموعات مختلفة حسب ما تجمع لدى الشركة من معلومات تميز كل منطقة عن أخرى . لذلك استعانت الشركة منذ إنشائها بمعظم الفنيين من ذوى الخبرة فى البلاد وبدأوا نشاطهم فى أوائل عام ١٩٥٨ الذى شمل جميع النواحى للبحث عن البترول فجهزت البعثات الجيولوجية بأحدث المعدات وعملت هذه البعثات فى مسح مناطق امتياز الشركة ، ولقد بدأت الشركة نشاطها فى الحفر بجهاز واحد بلغ عددهم حتى أوائل ١٩٦٢ ستة أجهزة — فجهازان يحفران بمنطقة بكر وكريم ، وواحد فى منطقة جبل الزيت ، وجهاز بمنطقة رأس البحار ، وجهاز لكل من منطقتى رأس الدب ورأس شخير .

ودخلت الشركة العامة للبترول ميدان التصدير فتعاقدت مع شركة اجيبت الايطالية فى ١٩ يناير سنة ١٩٦١ على أن تصدر لها كميات من الزيت الخام الناتج من حقلى بكر وكريم لمدة ثلاث سنوات .

وكان للنجاح الذى وفقت إليه الشركة العامة للبترول الأثر الكبير فى الثقة فيها وفى أعمالها فأسندت إليها أمر تشغيل الأجهزة والمعدات الروسية وتشتمل هذه المعدات على جهازين للحفر كفاءة ثلاثة آلاف متر ، وجهازين آخرين كفاءة خمسة آلاف متر ، كما تشتمل على أجهزة أخرى للسيسموجراف البرى والبحرى الذى سيبدأ نشاطه فى النصف الأخير من عام ١٩٦٢ . ولمضاعفة عدد الآبار المنتجة اشترت الشركة جهازين من المانيا الغربية كفاءة كل منهما ألف وخمسمائة متر .

إن صناعة البترول تحتاج إلى مجهود شاق فعمال الشركة وموظفيها الذين يبلغ عددهم ٢١٥٤ يواصلوا ليلهم بنهارهم للنهوض بالشركة وزيادة إنتاجها ، وقد كان من الطبيعى أن تتوفر لهذا العدد الكبير وسائل الاقامة المريحة كما توفر لهم وسيلة العيش المناسبة فأقامت الشركة لهم مستعمرة بمنطقة بكر ومعسكرات بمناطق البحث والسيسموجراف المختلفة وأمدتها بكل ما يكفل لعمالها سبل الراحة والتسلية فى وسط الصحراء توجد النوادى للعمال والموظفين حيث يزاولوا الكثير من وسائل التسلية والاطلاع ، كما توجد الملاعب الرياضية ودار للسينما ، وتهتم الشركة بالعمل على زيادة معلوماتهم ومداركهم باصدار مجلة ونشرات توزع فى مناطق أبحاثها وتعقد أيضاً الندوات الثقافية . كما تهتم بالرعاية الطبية بتوفير العلاج والدواء اللازم لهم .

إن قيام شركات وطنية خالصة للكشف عن الثروة البترولية ليس بالعمل المستعصى على الفنيين العرب فبالرغم من حداثة عمر الشركة فإنها تعمل دائماً فى بناء المجتمع الاشتراكى التعاونى الجديد .

المؤسسة المصرية العامة للصوامع والتخزين

التخزين الحديث

ظلت حالة تخزين المحصولات محل دراسات عديدة متتابعة من قبل الجهات المختصة منذ سنة ١٩٣٢ حتى قبل قيام الثورة — الا أن هذه الدراسات أخذت تتعثر بين مرحلة وأخرى لتبدأ دورتها من جديد .

ولقد تبين من الدراسات الفنية والاحصائيات الدقيقة — أن الحاجة ماسة إلى بذل عناية الجهد للاسراع بوضع تخطيط شامل لسياسة التخزين بصفة عامة خصوصاً وأن هناك مواداً وسلعاً لا تقل عن الغلال حاجة لوسائل التخزين الحديثة .

لهذا أصبح لا مناص من تركيز الاختصاص بتنفيذ هذا البرنامج في مؤسسة عامة فصدر القرار الجمهوري رقم (١٨٩٩) لسنة ١٩٦١ بانشاء المؤسسة المصرية العامة للصوامع والتخزين ويتبعها ثلاث شركات — هي شركة مخازن البوندد المصرية والشركة المساهمة المصرية المتحدة لمعامل ومخازن الثلج والتبريد بالأسكندرية وشركة ويلس ببور سعيد ثم تبعت لها خمس شركات أخرى بموجب القرار الجمهوري رقم ٥٦١ لسنة ١٩٦٢ وهي شركة المستودعات المصرية والشركة الشرقية للايداع ببور سعيد والشركة المصرية لتخزين المواد القابلة للالتهاب وشركة النقل والتأمين والتصدير «فاروس» وشركة المخازن المصرية نظام ايداع (حمص) .

وقد وضعت المؤسسة برنامجا لإنشاء شبكة من الصوامع والمخازن في جميع أنحاء الجمهورية — كما بدىء في تنفيذ المرحلة الأولى بإنشاء صومعتين بالقاهرة والأسكندرية .

وتقع صومعة القاهرة على مساحة قدرها حوالى عشرة أفدنة على الضفة اليسرى من النيل خلف كوبرى امبابه لاستقبال الحبوب الواردة من صومعة الأسكندرية ومن المحصول المحلى .

وتبلغ سعة التخزين بها ٥٨٠٠٠ طن ، وقد تم استلامها وجارى تشغيلها .

أما صومعة الاسكندرية فتقع بجوار ميناء البترول بالمكس وهى مشابهة لصومعة القاهرة غير أن سعتها تبلغ حوالى ٤٨٠٠٠ طن وهي مجهزة آلياً لشفط الحبوب من البواخر وتفريغها في وسائل النقل المختلفة وينتظر تسليمها في نهاية العام الحالى .

وتتكون كل صومعة من مبنى تشغيل يشتمل على عدة طوابق بارتفاع حوالى ٥٠ متراً ويحتوى على النواقل والروافع الخاصة بنقل وتوزيع الحبوب آلياً ، كما يوجد به آلات لوزن الحبوب وتنظيفها ، وتشمل كل صومعة مبنى خلايا التخزين وهى عبارة عن خلايا دائرية من الأسمنت المسلح بقطر ٦٫٣٠ متراً وارتفاع ٣٠ متراً يمر فوقها وبأسفلها نواقل حبوب لملء وتفريغ الخلايا وتهويتها وتبخيرها وتوزيعها .

وقد انتهت المؤسسة بعد دراسة مستفيضة إلى البدء بتنفيذ المرحلة الثانية من شبكات صوامع الغلال بسعة إجمالية قدرها ٦٣٧ ألف طن ، وكذا مخازن الدقيق المستورد بسعة إجمالية قدرها ٢٤٠ ألف طن وتوزع هذه الطاقة على ٥٤ صومعة موزعة على جميع المحافظات منها ثلاث صوامع ساحلية تقع في ميناء الاسكندرية امتداداً للصومعة الحالية ، وفى بور سعيد وسفاجا حيث تمد صومعة الاسكندرية صوامع منطقة وسط وغرب الدلتا ، وتمد صومعة بور سعيد السويس ومنطقة شرق الدلتا والجزء الشمالى من منطقة مصر الوسطى ، وتمد صومعة سفاجا الجزء الجنوبى من منطقة مصر الوسطى وجميع منطقة مصر العليا .

وفى قطاع مخازن التبريد قامت المؤسسة بوضع برنامجين :

البرنامج الأول : يتضمن انشاء ثمانية عشر ثلاجة فى كل من عواصم المحافظات منها ثلاث ثلاجات سعة كل منها ١٥٠٠ طن فى كل من السويس والقاهرة والاسكندرية وباقى الثلاجات وعددها خمسة عشر سعة ١٠٠ طن لكل فيما عدا ثلاجة بأسوان سعتها ٢٠٠ طن .

وتقوم المؤسسة الآن بتشغيل ثلاجة السويس فى تخزين اللحوم المجمدة المستوردة على الدرجة اللازمة لها وهى — ١٨° . هذا ويمكن أن تصل درجة التبريد بالثلاجة إلى — ٢٣°م .

البرنامج الثانى : تضمنت الخطة الخمسية الثانية ١٩٦٥/٦٠ مشروع انشاء مخازن للتبريد لاستكمال التخطيط التبريدى الذى وضعته المؤسسة ، ويتضمن هذا البرنامج انشاء عشرة ثلاجات سعة كل منها ٢٠٠٠ طن لحفظ الخضر والفاكهة .

وتهتم المؤسسة بتدبير وسائل النقل الحديثة المجهزة بآلات التبريد سواء بالسكة الحديد (عربات الثلاجات) أو بالعربات المبردة ، وذلك لتفادى التلف أثناء النقل .

المهندس على زين العابدين يقول :

إنتاج الحديد والصلب يحل أزمة المواصلات

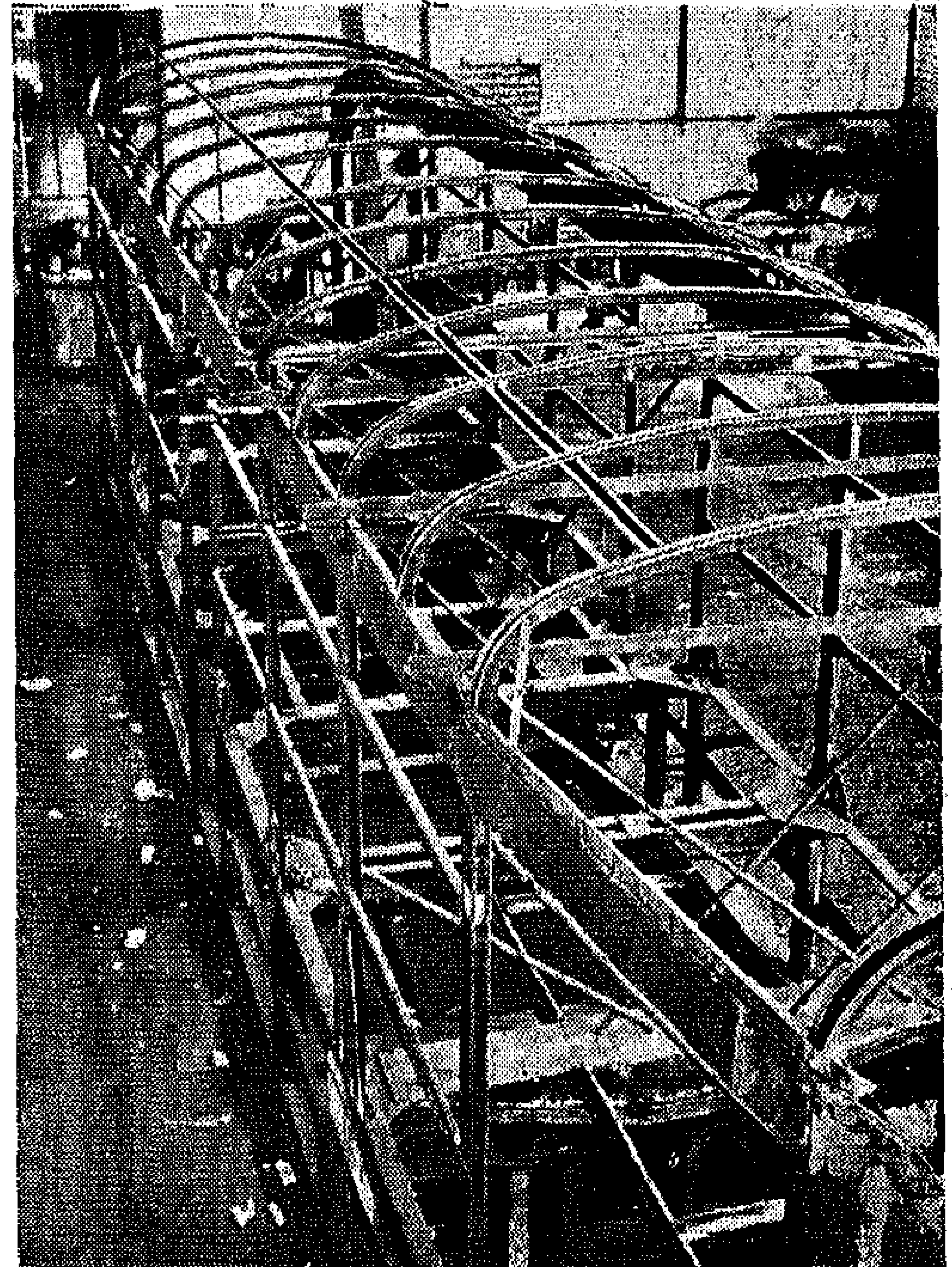
... آلاف المواطنون يهربون كل شهر من زحام القاهرة إلى الضاحية الجميلة الهادئة ... النائمة على أطراف الصحراء ... مصر الجديدة ... !

إن مئات « الفيلات » وعشرات العمارات السكنية الجديدة تستقبل كل شهر عدداً من الهاربين من ضوضاء المدينة . ! ولكن بقيت مشكلة المواصلات عقبة أمام الباحثين عن الهدوء ... الصلب العربى تدخل ليحل هذه المشكلة ، إن قضبان المترو ، وعربات المترو الجديدة أصبحت كلها من خامات مصانع الحديد والصلب فى حلوان ، ويتم تصنيعها داخل ورش المترو فى مصر الجديدة بأيد عربية ...

إن خطوط المترو الجديدة وعرباته تخدم حوالى ٢٠٠ ألف مواطن جديد يسكنون ضاحية الهدوء الساحر ، إن القضبان المصنوعة من الصلب العربى تمتد الآن إلى استاد القاهرة تقرر أن تصل عربات المترو إلى الاستاد يوم ٢٣ يوليو القادم ...

لن تشكو من ضغط المواصلات وأنت فى طريقك إلى مصر الجديدة فان إنتاج مصانع الحديد والصلب سيساهم فى حل هذه المشكلة .

وفى خطة التوسع لمرفق النقل (المترو) مشروعات لمد خطوط جديدة إلى مدينة نصر واستاد القاهرة وميدان العتبة ومطار القاهرة الجديد ، وتعتمد كل هذه المشروعات الجديدة فى تنفيذها على



هيكل لعربة المترو المصنوعة من الصلب المصرى

القضبان الجديدة وعربات المترو والأعمدة والروافع والشبكات الكهربائية وكلها من إنتاج مصانع الحديد والصلب بحلوان .

وقد قدمت مصانع الحديد والصلب لمرفق مترو مصر الجديدة آلاف الأطنان من الصلب العربى لمد القضبان إلى جميع مناطق الاسكان فى مصر الجديدة ، كما تم إنتاج هياكل عربات المترو من الصلب العربى أيضاً .

وفى ورش شركة مترو مصر الجديدة تحدث المهندس على زين العابدين عن الصلب العربى ، قال إن الورش تستعمل الآن الصلب العربى لمد القضبان وبناء هياكل العربات . وقد قامت الشركة بمد خط من القضبان طوله ٨ كيلو متر خلال هذا العام استهلك حوالى ١٥٠٠ طن من انتاج مصانع الحديد والصلب مع استعمال عدة مقاسات مختلفة من الصاج لبناء هياكل العربات .

وقد أكد أن الانتاج العربى من القضبان والألواح لا يقل جودة عن الإنتاج المستورد من الخارج . والإنتاج العربى من الصلب استعمله فى جميع أعمال الصيانة والأعمال التكميلية الأخرى من المسامير المختلفة المقاسات وآخر مشروع نقوم به الآن هو تصنيع ١٢ عربة جديدة كل خاماتها من إنتاج مصانع الحديد والصلب .

وتحدث المهندس على زين العابدين عن سرعة تنفيذ المشروعات فقال إنه لولا المساعدات الضخمة التى قدمتها مصانع الحديد والصلب فى حلوان ، لما أمكن أن تتم هذه المشروعات فى المواعيد المحددة لها ، فان عملية استيراد القضبان وألواح الصلب من الخارج كانت تستغرق وقتاً طويلا ، فضلا عن الصعوبات التى تواجه عملية الاستيراد وقد أتاح إنتاج الصلب العربى لمشروعاتنا أن تزدهر بعد أن كسبنا عامل الوقت ، إن مصانع الحديد والصلب تقدم لنا الآن الكمرات والخوص الحديدية اللازمة لأعمدة الشبكة الهوائية التى كنا نستوردها من الخارج من وقت قريب .

لقد وفر الصلب العربى من الاعتمادات المالية حوالى ٤٠٠ ألف جنيه من العملات الصعبة نتيجة استعماله فى مد القضبان وبناء عربات المترو وأعمدة الشبكة الهوائية والأعمال التكميلية الأخرى ، كما زادت العمالة بنسبة ١٠٪ وامتد مجال العمل الجديد أمام كثير من العمال .

وساعد استخدام الصلب العربى فى إنتاج عربات المترو استعمال مواد أخرى من الصناعات المنتجة محلياً مثل الفورمايكا والبلاستيك وغيرها من المواد .

من كان يصدق أن خام الحديد الكامن فى صخور أسوان سيساعد على حل أزمة المواصلات فى القاهرة . !

شركة النيل العامة لأتوبيس الدقهلية

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للنقل الداخلي

لم يعد خافياً ما لمرفق النقل من آثار مباشرة ونتائج بعيدة المدى فى نمو وانتظام الحياة الاقتصادية والاجتماعية واتساع العمران وتوفير الأمن .

وشركة النيل العامة لأتوبيس الدقهلية إحدى مرافق النقل الهامة حيث أنها تعمل لخدمة جمهور الركاب فى محافظات القليوبية والشرقية والدقهلية ودمياط وتربطها بمحافظة القاهرة . و إن الشركة تقوم بتسيير مايزيد عن ١٩٠ سيارة فاخرة على ما يقرب من خمسون خطاً . وتدل الإحصائيات الأخيرة أنه فى أولى سنوات التأميم قطعت سيارات الشركة أكثر من ١٥ مليون كيلو متر فى عام ١٩٦١ ناقلة من الركاب بمعدل أكثر من ٥٠ ألف راكب يومياً .

ولا يقتصر نشاط الشركة على ذلك وحده بل أن لها نشاط فى خدمة مرفق النقل الداخلى بمدينتى دمياط والمنصورة خدمة لطوائف الشعب المختلفة وذلك بتسيير سيارات فاخرة جديدة فى كلتا المدينتين .

هذا بخلاف خدمة المصطافين فى مصيف رأس البر حيث خصصت الشركة حوالى ٢٠ سيارة من سياراتها الفاخرة لنقل المصطافين من القاهرة وخلافها إلى رأس البر وبالعكس وذلك بجانب خدمة الشركة لمصطافى رأس البر داخلياً حيث تقوم الشركة بتسيير ما يقرب من ٦٦ سيارة فاخرة لخدمة المصطافين من سيارات الجيب ورمسيس وأوتوبيس مخرمة الجوانب بجانب المقطورات المريحة الحديثة والمسماة بالطفطف .

وكذلك ستقوم الشركة بخدمة المصطافين من أصحاب السيارات الخاصة فقامت بإنشاء جراج لأداء الخدمة الخاصة للسيارات به ورشة ميكانيكية كاملة الأدوات لإصلاح السيارات بأجور زهيدة وكذلك لمبيت السيارات خدمة لرواد المصيف .

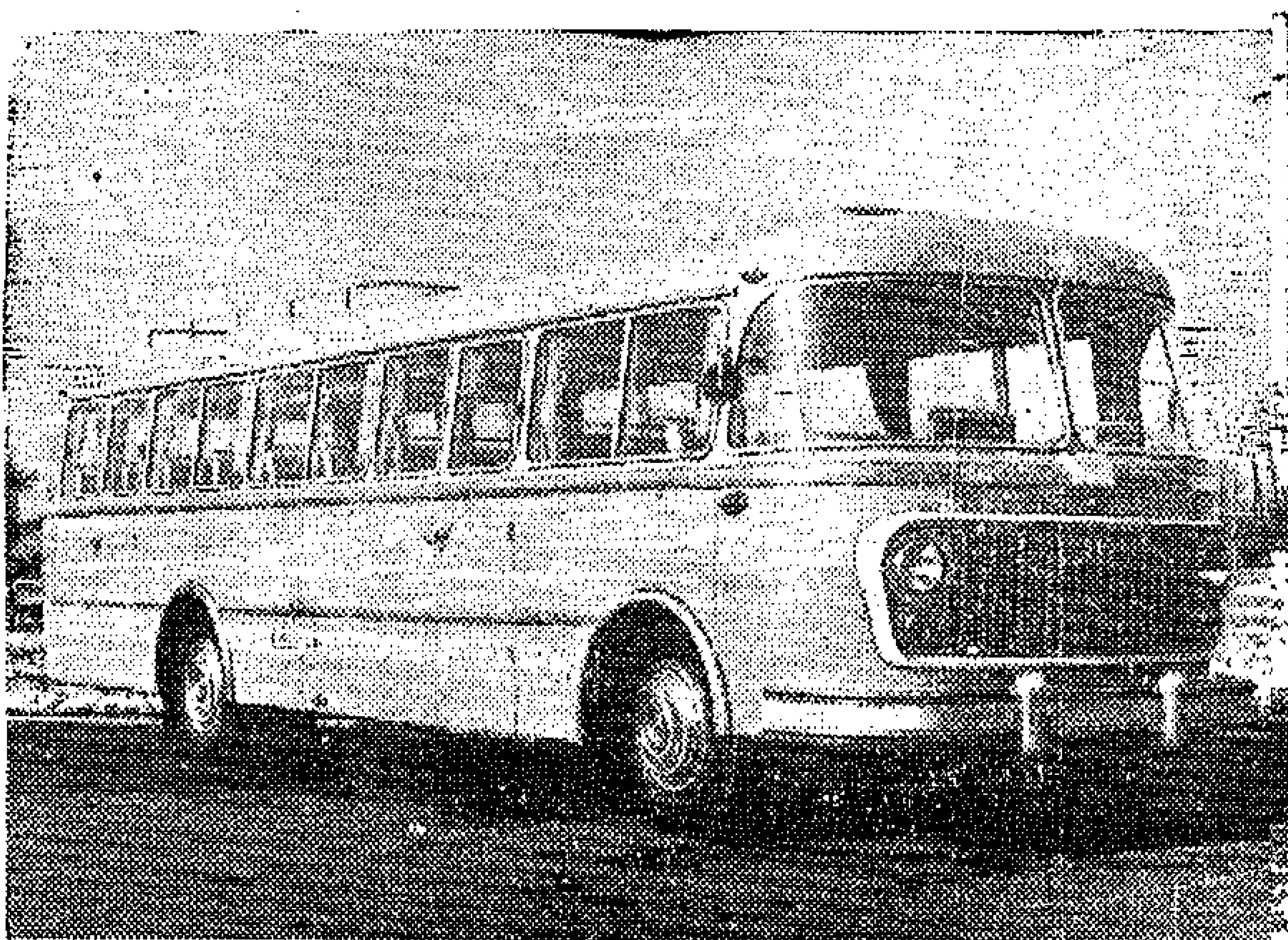
إن ما تقوم به الشركة فى تأدية رسالتها على الوجه الأكمل والعمل دائماً على راحة الجمهور ما هو إلا ثمرة من ثمرات الدفع الثورى سعياً وراء رفاهية الشعب وسعادته وتطبيقاً للاشتراكية الديموقراطية التعاونية التى نادى بها السيد الرئيس جمال عبد الناصر باعث نهضتنا ورئيس قوميتنا .

الإدارة العامة : ٤ ميدان ذو الفقار بالمنيل — بالقاهرة تليفون (٢٧٣٢٤ — ٢٧٣٢٥) .

الفروع : ميت غمر — المنصورة — دمياط .



إحدى السيارات الجديدة طراز نصر التى دعمت بها الشركة خطوط المنطقة



إحدى السيارات الجديدة طراز (فاب) التى تسيرها الشركة فى الخطوط الرئيسية (الطوالى)



شركة النصر لصناعة الدراجات

احدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الهندسية

الادارة والمصانع : الأميرية / شبرا البلد

تليفون : ٨٦٢١٩١ ص . ب : ٢٤٧٣

العنوان التلغرافي : « دراجة » القاهرة



الدراجات العربية

نصر

متانة • قوة إحتمال • تصميمات حديثة

دراجات للرياضة والطلبة والعمال والنقل

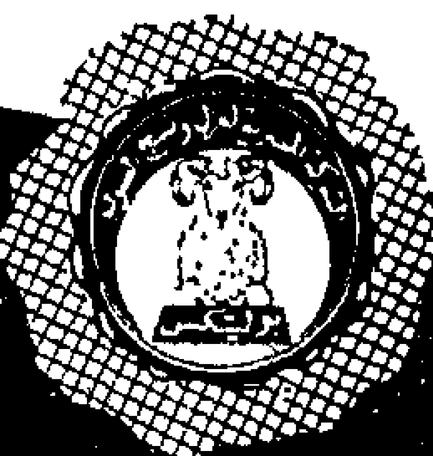
٦٠١	مقاس ٢٨ بماسورتين	٦٠٥	مقاس ١٨ للأطفال
٦٠٢	« ٢٦ بماسورة	٦٠٧	مقاس ٢٨ بماسورة
٦٠٣	« ٢٦ بطبلة للحمولة	٦٠٨	« ١٢ للأطفال
٦٠٤	« ٢٦ للسيدات		



أصواف بوليتكس

• فخر الصناعة العربية
• ثمرة ٢٥ عاما من الخبرة





إنتاج

الشركة المصرية لغزل ونسج الصوف



الشركة الشرقية للبترول
وما حققته خلال ثمانية أعوام

تأسست الشركة عام ١٩٥٣ برأس مال قدره ١٠٠ ألف جنيه للبحث والحفر وإنتاج زيت البترول والهيدروكربونات ، وكذلك القيام بالعمليات التى تتعلق به من عمليات تجارية وصناعية ونقل . بما فى ذلك بيع المواد المنتجة سواء أكان ذلك لحسابها الخاص أم لحساب غيرها .

ولم تمض على إنشاء الشركة سوى ثمانية أعوام من بدأ عملها .. حتى أصبح رأس مالها فى ٣١ ديسمبر ١٩٦١ ٦٠٠٠٫٠٠٠ جنيه ارتفع إلى عشرة مليون جنيه فى يوليو ١٩٦٢ مدفوعة بالكامل .

مناطق البحث : تبلغ مساحة مناطق البحث ١٥٨٨ كيلو متراً مربعاً ممتدة من أبى زنيمة شمالا إلى الطور جنوباً .

وحصلت الشركة على ١٣ ترخيص بحث إضافياً بمحاذاة الساحل الشرقى لخليج السويس ، وبذلك يكون مجموع مساحة البحث والاستغلال التى تعمل فيها الشركة حالياً ٢٧٨١ كيلو متراً مربعاً .

الآبار المنتجة وقيمتها : قامت الشركة حتى الآن بحفر ١٠٧ آبار فى ٩ مناطق . عثرت على البترول فى ٥ مناطق :

١ — وادى فيران . ٢ — البلاعيم .
٣ — أبو روديس . ٤ — سدرى .
٥ — بلاعيم بحرى .

وقد بلغت قيمة الآبار المنتجة وعددها ٧٥ بئراً ١٢٫٦٣٠٫٩٢٠٫٥٥٢ (جنيه ملليم) موزعة كما يلى :

٣ آبار بالمنطقة رقم ٤ حقل فيران ، ٣٣ بئراً بالمنطقة رقم ٦ حقل بلاعيم ، ٢٦ بئراً بالمنطقة رقم ٨ حقل بلاعيم ، ٣ آبار بالمنطقة رقم ٩ حقل بلاعيم ، ٥ آبار بالمنطقة رقم ١٠ حقل أبو روديس ٢ بئران بالمنطقة رقم ١١ حقل سدرى ، ١ بئر بالمنطقة رقم ١٢ حقل اكما ، ٢ بئران بمنطقة النزازات .

الانتاج والاحتياطى : الانتاج المتوسط اليومى للآبار خلال عام ١٩٦١ بلغ ٦٩٠٥ أمتاراً مكعبة ، كما بلغ إنتاج حقول فيران — بلاعيم — أبو روديس — سدرى — بلاعيم بحرى — فى مارس ١٩٦٢ حوالى ٩٢٠٠ متر مكعب فى اليوم ، وسيزداد معدل الانتاج إلى حوالى ١٥٫٠٠٠ متر مكعب يومياً فى عام ١٩٦٤ وذلك بعد إتمام عمليات الحفر فى حقل بلاعيم البحرى .. ويقدر احتياطى البترول فى الخزانات الأرضية بهذه الحقول بحوالى ١٠٠ مليون متر مكعب .

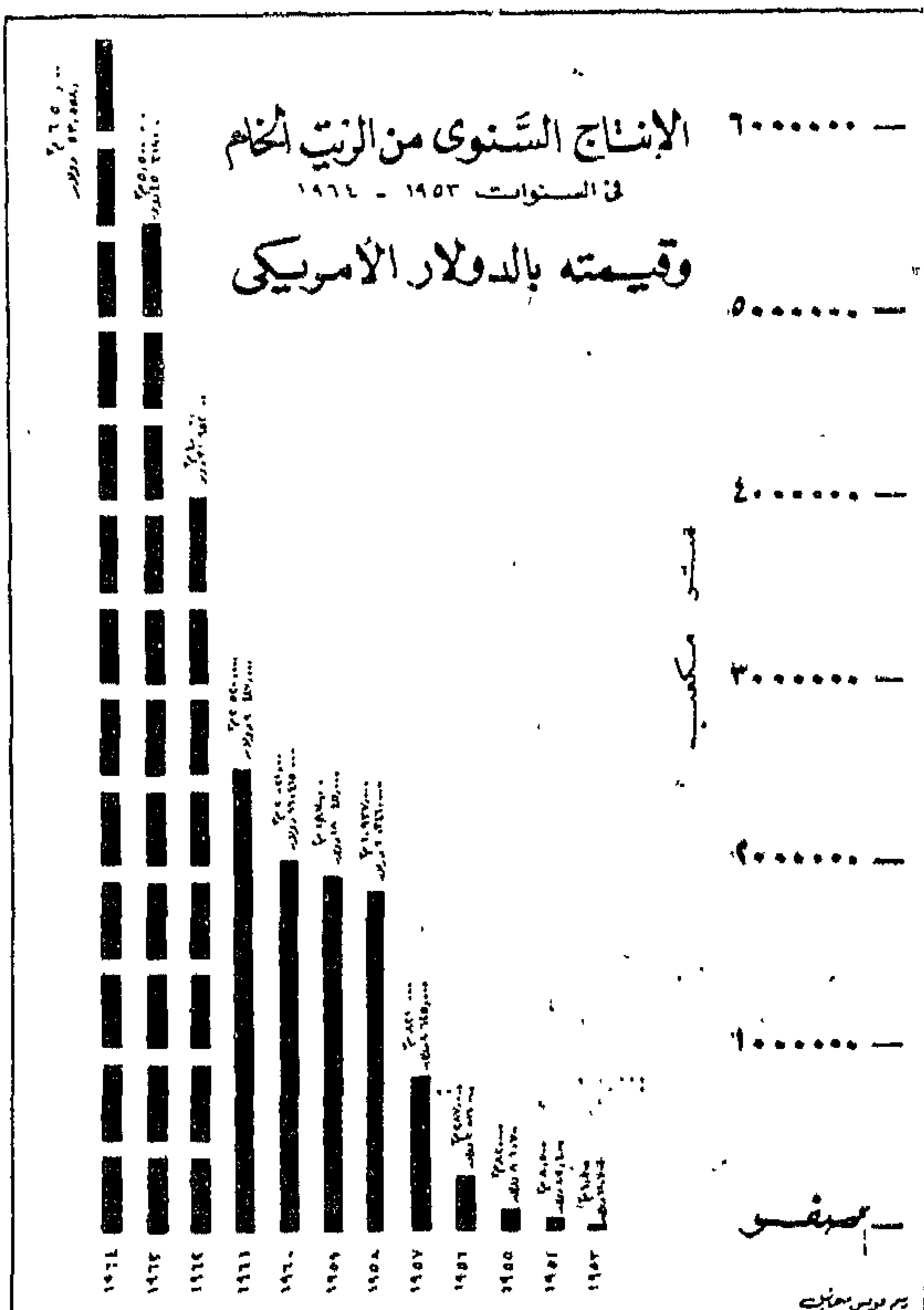
محطة لمعالجة الزيت الخام : وقد انتهت الشركة خلال عام ١٩٦١ من إنشاء محطة لمعالجة الزيت الخام لرفع درجة جودته مما يكون له أثر كبير على سعر بيع الزيت الذى تنتجه الشركة .. وبلغت تكاليف إنشاء هذه المحطة أكثر من ١٢٠ ألف جنيه .

محطة توليد القوى الكهربائية ببلاعيم : تقوم الشركة الآن بتنفيذ مشروع لتوليد القوى الكهربائية ببلاعيم وسيتم على ثلاث مراحل ، وقد تم تنفيذ المرحلة الأولى فعلا ، وبلغت تكاليف هذه المرحلة ٨٩٥١٠٫٥٨٧ (جنيه ملليم) .

وحدات النقل البحرى والجوى : كما أن الشركة تمتلك ثلاث وحدات للنقل البحرى منها وحدتان لنقل البضائع والمياه العذبة من السويس إلى الحقول ، الوحدة الأولى أطلق عليها اسم « زمالك » كما أطلق على الوحدة الثانية اسم « سيناء » أما الوحدة الثالثة ، فانها تستخدم بقاطرة لربط مراكب الشحن .

وتمتلك الشركة أيضاً طائرتين خصصتهما لنقل موظفيها بين حقول الشركة فى أبو روديس والقاهرة ، كما أنها بصدد التعاقد على شراء طائرة ثالثة لنفس الغرض ، وطائرة رابعة من طراز هليوكوبتر لاستعمالها بين المعسكر والآبار البحرية .

تلك هى الشركة الشرقية للبترول وبعض أعمالها فى ثمانية سنوات من عهد الثورة فإلى الامام خلف زعيمنا وقائدنا الرئيس جمال عبد الناصر والنصر للعرب باذن الله .



THE ARABIC TELEVISION

By

Eng. SALAH AMER

The execution of the TV project in the U.A.R. started at the end of 1959, by an agreement concluded with R.C.A. The planning and Transmission Public Administration of the U.A.R. Broadcasting & Television Authority fulfilled the task of transmitting the first TV program on July 21, 1960 to show the inauguration ceremonies of the national assembly and the celebrations of the Revolution's 8th Anniversary.

The completion of the project in such a short period was an extremely difficult task —the TV age in Cairo was due only six and half months later. It was necessary during those few months to complete the studios and transmission stations; supply and erect equipment and train technicians.

The job was done.

From the start it was decided to follow the European system—(CCIR system)—of 625 lines per picture and 50 cycles per second, as the initial studies proved that technically, this would be the most suitable system for the picture quality, and at the same time would suit best the electric current system used in most of the U.A.R. regions where the current frequency is 50 cycle per second.

The principal plan was based upon the erection of a main transmission station capable of covering the main U.A.R. areas of high population density and the installing of satellites to cover areas of particular geographical or physical characteristics.

HILL TOP TRANSMITTERS

The main transmission centres are in Cairo where on top of nearly Mokattam hills—over 650 ft. above sea level—two stations were erected, enabling simultaneous transmission of two programmes on separate channels, with a further 330 ft. high tower making the total height of the rediffusion unit above 1000 ft. high above average Cairo Terrain. The power of one of the two stations is 10 Kwt. with 100 Kwt. radiation power and a 100 kilometer radius with clear reception northwards to Tanta and southwards to Beni-Suef. The power of the second station is 2 Kwt. with a radiation power of 20 Kwt.

In Alexandria, the beautiful Mediterranean resort, the Broadcasting House was chosen to be TV transmission station. This station transmits TV proagrmmes relayed from Cairo and concentrate over the region of the north-west of lower Egypt and that of the north of the Delta.

The second main telecasting center in Mansoura was chosen to be the quarters of the TV transmitting station for the east of Delta. Signals from this station can be received in Beirut during evening transmission hours owing to the fact that the Mediterranean climatic conditions allow TV waves to spread beyond the horizontal sight level. This station made it possible to cover the remaining lower Egyptian areas incapably reached by either Cairo or Alexandria stations.

Urgent steps are now being taken to erect five satellites to cover Upper Egypt. The geographical nature of the Nile Valley in Upper Egypt had led to the fact that highly populated Upper Egyptian regions are situated in lengthy stripes extending along the river banks. Satellites for the relayed rediffusion of transmissions received from Cairo and redirected southwards with consideration to the valley's characteristics and to reduce radiation waste—are found to be the best means to cover such regions. This enabled progress from Cairo to reach southwards beyond Assiut.

Owing to the difficulty in covering the Suez Canal area with suitably powerful radiation from Cairo, Mansoura and Alexandria main stations, the project included the covering of Port Said, Ismailia, Suez and other cities and towns in the Suez Canal area by means of small satellites fed with programmes received through Cairo TV-Transmiting channels.

With regard to the industrial location enjoyed by the Aswan area in the present UAR era and particularly after the execution of the various industrialisation projects for that area, the project plans involve the installation in Aswan of transmission station fed by filmed and vido-taped programmes.

NATURAL DRAUGHT COOLING TOWERS

By

K. H. KHALIL,

B. Eng., M. Eng., Ph.D., A.M.I. Mech. E.
Professor of Thermal Power Engineering
Cairo University

In Natural draught cooling towers subjected to horizontal wind, an upward draugh is created due to the narrow gap left at the tower base through which horizontal wind flows then diverted vertically in an upward direction causing the desired draught.

The main factor that affects this draught is the unbalance pressure potential between the top and bottom edges of the tower. The decrease in the kinetic energy at the bottom is principally due to flow resistance through the restricted passage of the gap. The value of the induced upward velocity depsnds upon the height of this gap.

Experimental work described in this paper was carried out in Cairo University, Heat Engine ring Laboratories, on a model cooling tower placed in a wind-tunnel to investigate the factors influencing the gap size relative to other main dimensions of the tower.

Experimental results have emphasised that upward draught starts from zero when there is no gap, increase rapidly to a maximum when the state of unbalance between the ends is greatest. After this the induced draught air speed decreases as the gap augments until the external wind speeds are the same at both ends when it again becomes zero. It follows that there will be an optimum value for the size of gap of a certain cooling tower the factor of wind velocity gradient close to ground level causes also a natural difference of head between top and bottom of tower. The shape of tower itself whether cylindrical, conical or hyperbolic will of course have some bearing upon wind distribution and induced draught.

A NEW FORMULA FOR THE DESIGN OF TILE DRAINS SPACINGS DERIVED BY APPLICATION OF HYDRO-DYNAMICAL MODELS IN WHICH METHODS OF COMPLEX POTENTIAL AND CONFORMAL MAPPINGS HAVE BEEN USED

By

Dr. SAAD EL-DIN EL-HANAFY

The larger part of the agricultural area in the World has the nature that it must be provided with artificial drains. These are of two types, (a) open channels for the main drains and their branches, (b) field drainage-way, of which the underground system suits the agricultural land in Egypt.

The importance of providing the agricultural lands in Egypt with properly designed tile drainage systems is pointed out. The design, construction and application of tile drains are the main problems that engineers have been facing in the last few years.

The existing formulae used in the design of tile spacings are reviewed and discussed. These formulae are classified into the empirical, the geometrical, the semi-rational and the rational formulae. These formulae are mentioned and discussed in the light of the assumptions upon which they are based.

The author yet proposes another new formula which satisfactorily coincides with the theories of ground-water flow towards tile drains, and also with available experimental data. This formula is derived by the application of two alternative hydro-dynamical models in which methods of complex potential and conformal mappings have been used. These two models converge to the same following result :

$$L = \sqrt{6.66}\ \sqrt{k/q\ H}$$

in which :

L = the spacing between tiles in meters.

k = coefficient of permeability (hyrraulic conductivity) in m. per sec.

q = the rate of drainage water (rate of infiltration) in m^3 per sec.

H = the average height of water table above the drains.

SYNOPSIS OF THE SUBJECTS PUBLISHED IN THE ARABIC SECTION



LATE Prof. Dr. I. M. YEHIA

Professor of Testing and properties of materials at Cairo University. Graduated B.Sc. (Civil Engineering) in 1935 from Cairo University and obtained the M.Sc. degree from London University in 1942 and the Ph.D. Ph.D. Degree from Cairo University in 1944. Author or several articles and papers on testing and properties of metallic and non-metallic materials. Supervised 3 researches for the Ph.D. degree and 10 for the Master degree.

— Members of American Society for testing and Materials.
— Member of American Concrete Institute.
— Member of Egyptian Organization for Standardization.
— Member of The Egyptian Society of Engineers.
— Creator of a unique new school of Properties and Testing of Building Materials.
— Died on July 5th, 1962.

* * *

— The Editing Committee are very sorry to announce the death of Prof. Dr. Mostafa Yehya who was deservedly one of the main pillars of the subject of Properties and Testing of Materials.
— By his intelligence, assiduity and personality he has built for himself a special niche in the temple of learning.
— He will be badly missed by his colleagues, friends and students. May God rest his soul and reward him for the good he has done for his country.

Editing Committee



Prof. D. K. H. KHALIL

— B.Sc., 1942, Cairo University.
— Member of the U.A.R. Council (Mech. & Elec. Division).
— Member of Advisory Council of Industry, U.A.R. (Research Division).
— Associate member of the Institution of Mech. Eng., London.
— Consultant of the 5-Year Plan Organisation (Industrial Power Department).
— Professor of the Chair of Thermal Power Station in Cairo University.
— Author of several researches in lines connected with turbines, boilers, cooling towers and thermal power stations (1953-1959).
— Further research work is now experimenting by the Author.



Dr. SAAD EL-DIN EL-HANAFY

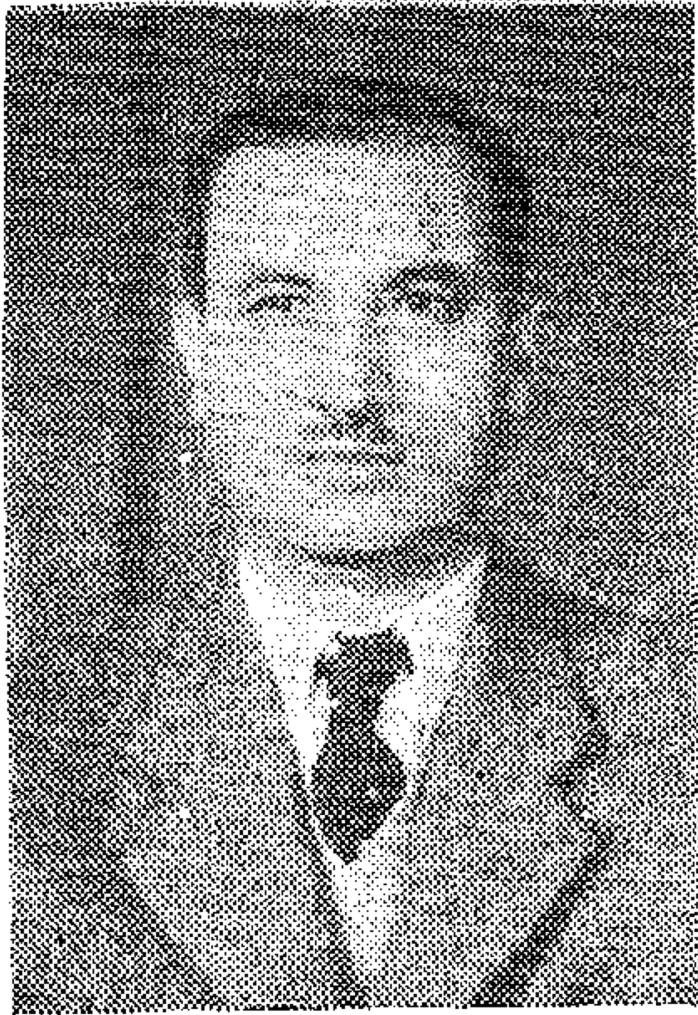
— B.Sc. Civil Eng., 1953, 'Ein-Shams University, Cairo, 1953.
— Ph.D., 1961, 'Ein-Shams University.
— Worked with the Irrigation Dept., Ministry of Public Works, Cairo, and occasionally with the Sudanese Govt. (1942-1953).
— Since 1953 has been working with the National Production Council; later the National Planning Committee.



Eng. SALAH AMER

— B.Sc. Electrical Engineering, 1936, Cairo University.
— 11 years in development and research (Egyptian State Telephone).
— In charge of Broadcasting in the U.A.R., since 1947.
— Lecturer in Engineering of Broadcasting for higher coarses, Alexandria University.
— Reporter of the research group for Mechanical, Electrical and Industrial Engineering in the High Council of Science (U.A.R.).

* * *



Prof. Dr. A. F. DIWAN

- B.Sc. Honour, 1942, Cairo University.
- Ph.D., 1948, London University.
- Member American Society of Civil Engineers.
- Member American Concrete Institute.
- Member International Association for Bridges and Structural
- Engineering.
- Author of 7 researches from 1949 to 1956.
- Professor of R.C. Structures in Alexandria University, Faculty of Engineering.



Dr. AHMED EL-ERIAN,

- B.Sc. Civil Engineering, Cairo University, 1946.
- Ph.D., Cairo University, 1951.
- Member of Egyptian Prestressed Concrete Society.
- Member in the Committees for Building Materials of Building Research Center, Cairo.
- Editor in Chief of Proceedings of Engineering Societies (U.A.R.).
- Assistant General Secretary of Egyptian Engineer's Society (Cairo).
- Author of several articles and papers on Properties and Testing of Building Materials.
- Owner of a registered and Patented Invention (1952).
- Asst. Professor, Structural Engineering Dept., Faculty of Engineering, Cairo University.



Dr. MOHAMED M. EL-HASHIMY

- B.Sc. Civil Engineering, Cairo University, 1951.
- Dipl. Bau-Ing., Zurich—Switzerland.
- Dr. Sc. Techn. (E.T.H.), Zurich—Switzerland.
- Member of International Bridges and Structures Society.
- Member of Egyptian Prestressed Concrete Society.
- Author of several articles and papers.
- Asst. Professor, Structural Engineering Dept., Faculty of Engineering, Assiut University.



Eng. AMINA EL-HEFNY

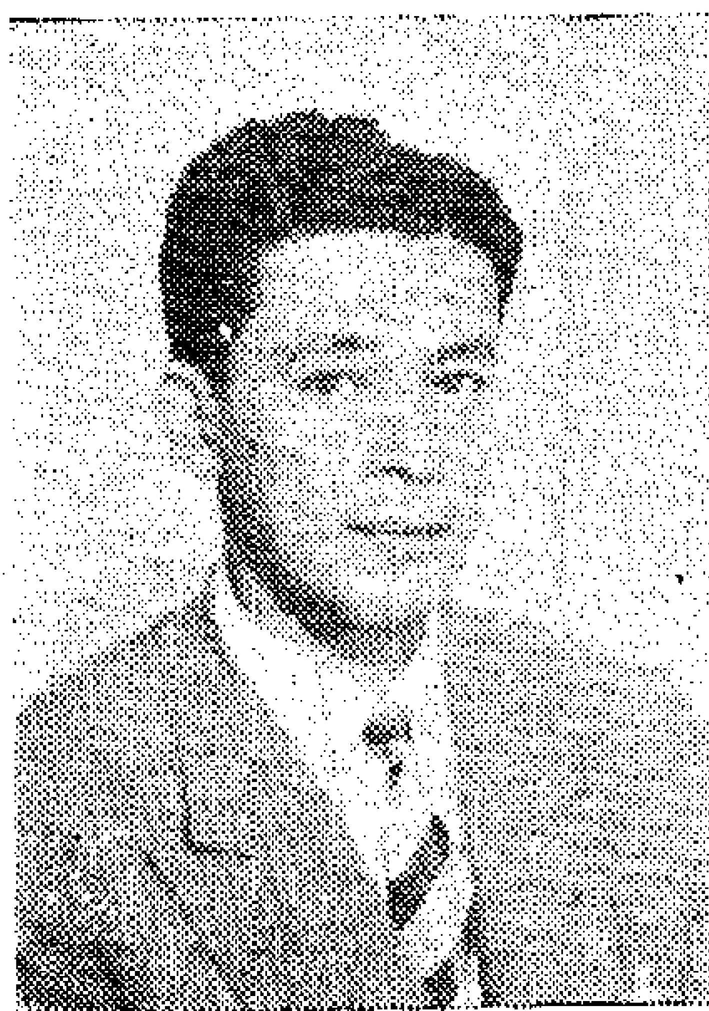
- B.Sc. Chemical Engineering, Cairo University, 1950.
- Diploma in Economic, Social Sciences and Business Administration at University of Geneva in Switzerland, 1954.
- M.Sc., Management Eng., Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y. (U.S.A.), 1962.
- Author of several articles and papers in the field of Productivity and Management Development.
- Secretary General, University Women Association (Cairo).
- Senior officer of the supervisory training at the Productivity and Vocational Training Dept., Ministry of Industry (U.A.R.).

ABOUT THE AUTHORS



Prof. Dr. ABD EL SAMIE MOSTAFA

- B.Sc., 1937, Cairo University.
- Ph.D., 1947, Cairo University.
- Elected an AMIEE (London) in June 1948.
- Elected as Senior member, IRE (U.S.A.) in 1950.
- Awarded twice the price for Science in U.A.R. for 1950 and 1956.
- Professor of the Chair of Electronics and Radio Engineering, Faculty of Engineering, Alexandria University.



Dr. F. BAHGAT

- B.Sc., Cairo University, 1943.
- M.Sc., Naval Architecture and Marine, Engineering University of Michigan, U.S.A., 1947.
- Ph.D., Naval Architecture, Durham University, King's College, U.K., 1959.
- Associate Member, Royal Institution of Naval Architects, London.
- Member North East Coast Institution of Engineers & Shipbuilders.
- Member American Society of Naval Architects and Marine Engineers, U.S.A., till 1959.
- Chairman Executive Committee Engineering Society of Alexandria and Member of Council.
- Assistant Professor, Marine Engineering and Naval Architecture Dept., Alexandria University, U.A.R.



Dr. Y. KABIL

Lecturer of Testing and properties of materials at Cairo University. Graduated B.Sc. (Mechanical Engineering) 1950 from Cairo University and obtained the M.Sc. degree from Cairo University in 1954 and the Ph.D. degree from Stuttgart T.H. in Germany in 1957. Supervisor of researches carried out in Testing Department of National Research Center and member of committee of standard specifications of mechanical testing of materials,

PROGRESS REPORT

FINAL ASSEMBLEY SCHEDULE AND PROGRESS REPORT											
Order Nº	CUSTOMER	MODEL Nº	SCHEDULE PERIOD	QUANTITY	START		ALIGNMENT		SHIPPED		BALANCE DUE
					DATE	QUANTITY	DATE	QUANTITY	DATE	QUANTITY	

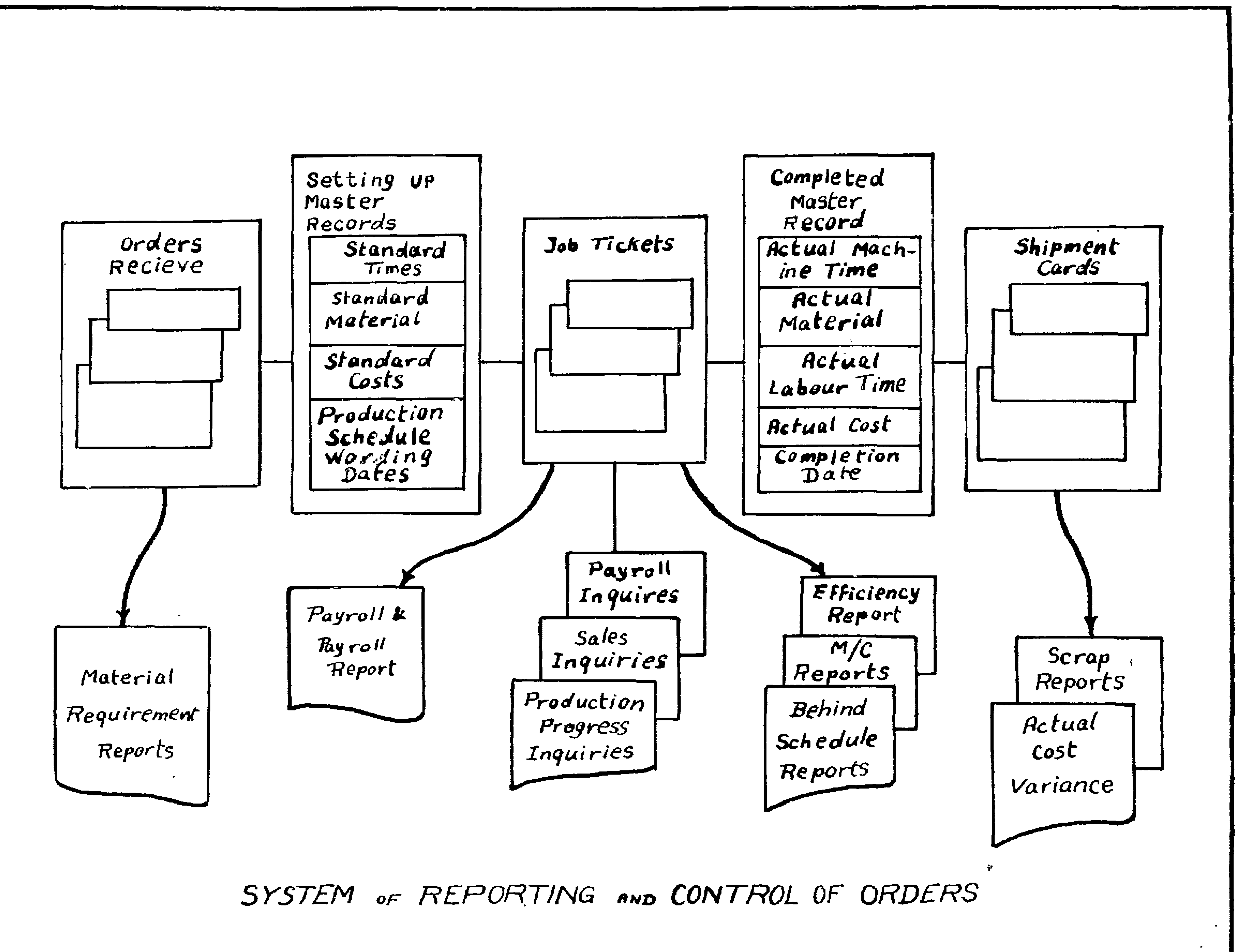
CONTROL OF WORK SCHEDULES

PROGRESS REPORT											
PART Nº	ORDER Nº	QUANTITY	REASON For DELAY	PRESENT LOCATION			SCHEDULE DATE	BEHIND SCHED	IDLE	TIME TO COMPLETE	
				OPER.	DEP.	G R.				oper.	ORDER

INVENTORY CONTROL REPORT

STOCK STATUS SUMMARY									
PART Nº	PART DESCRIPTION	SCHEDULE PERIOD	OPENING BALANCE	ACTUAL TRANSACTION			DATE		
				⊕ RECIEVED	⊖ ISSUED	ON HAND	⊖ REQUIRED	+ ON ORDER	AVAILABLE

* * *



SYSTEM OF REPORTING AND CONTROL OF ORDERS

also given the techniques he needs to be able to develop or help in developing unit or process costs and therefore aid in the evaluation of alternative methods and procedures.

It is very important that supervisor and managers be trained to be cost conscious and aware of the importance of the utilization of manpower, machines and material especially those which form an expensive element in the production.

6.—Weekly or monthly meetings are then arranged for different department supervisors to meet with their boss and the staff in charge of planning and control, where the different measurements and evaluations of the output of their departments is reviewed, and any plans the supervisors would have for improvement of their operations are discussed.

7.—Reports are then reviewed by top management for overall consistency with the basic economic and growth forecasts. These reports then function as the broad basis for major elements of planning and scheduling in the long range period.

While in a centralized organization the responsibility of production control would be in the hands of the functional or staff department, and the role of the line people would be minor.

On the whole production planning and control methods vary with the nature of product and individual requirements in the different organization. Therefore it is not easy to develop a system that would suit all and be applied to the vast variety of situations. Yet the principles on which these systems are based upon are practically the same and that is what I tried to point out in the previous pages.

* * *

References

1. IBM : "Manufacturing Control".
2. IBM : "650 Ramac for consolidated Manufacturing Control Operations".
3. IBM : "Manufacturing Control at American Bosch Division on the IBM Ramac 305".
4. AMA : "Organization for effective systems, Planning and Control" (Special Report No. 12).
5. AMA : "Problems and Practices in Engineering Management" (Special Report No. 24).

2.—*Progress Reporting* :—

This is done for two main purposes :

a) To trace the advancement of orders in the different departments and processes. Daily information is prepared on the status of orders which are compared against the schedule.

b) These also serve for answering inquiries from departments and customers concerning the advancement of work.

3.—*Regular or periodical Control Reports* :

Besides the daily reports of progress, review and control reports are prepared periodically. These are then studied and discussed in committees (meeting weekly or at least monthly) grouping supervisors and managers of the different departments with planning and control staff.

They serve for the overall coordinates of the pre-planned program, evaluation of results and a guide for the implementation of the future programs and plans.

Conclusion:—

The growth in the size and complexity of business has made management much more dependent on summaries and reports of operating plans and results for its decision making. Likewise, the information that flows through the normal informational pipeline of the company has sizeably increased, so that while feedback is becoming essential for good management, it is important to determine which data are relevant, how they should be obtained, who obtains them, and how they should be presented and to whom.

Planning and control are regarded as functions of management, but it was found to be most effective when initiated at the lowest managerial levels, with adequate reporting upwards through successive levels of management. In fact no manager can perform to maximum effectiveness, unless he is responsible for planning the operations and requirements of the activity for which he is held accountable. This responsibility makes each manager an active participant in determining the companies operating program and its long term objectives, thus increasing his interest and efforts towards successful company-wide operation as well as in his own particular sphere of operation. In a decentralised system of organization cooperation between line and staff would follow the following steps.

1.—Each supervisor of a technical department prepares flow charts, volume counts, specifications and standard times for the different operations taking place in his department. This is best done with the help of job descriptions, which are also done with the participation of the supervisor.

2.—Production planning and control office keeps records of standard specification and processing times for the different orders together with up-to-date machine load forecast, labor performance standard rates, inventory control sheets, etc. The master records are then set up and each supervisor gets his schedule for coming periods.

3.—Supervisor checks inventory availability, completes details of plan, and reports back any discrepancies in progress of work in his department from scheduled in time, so that measures for correction should be taken to avoid delays or disruptions in the schedule.

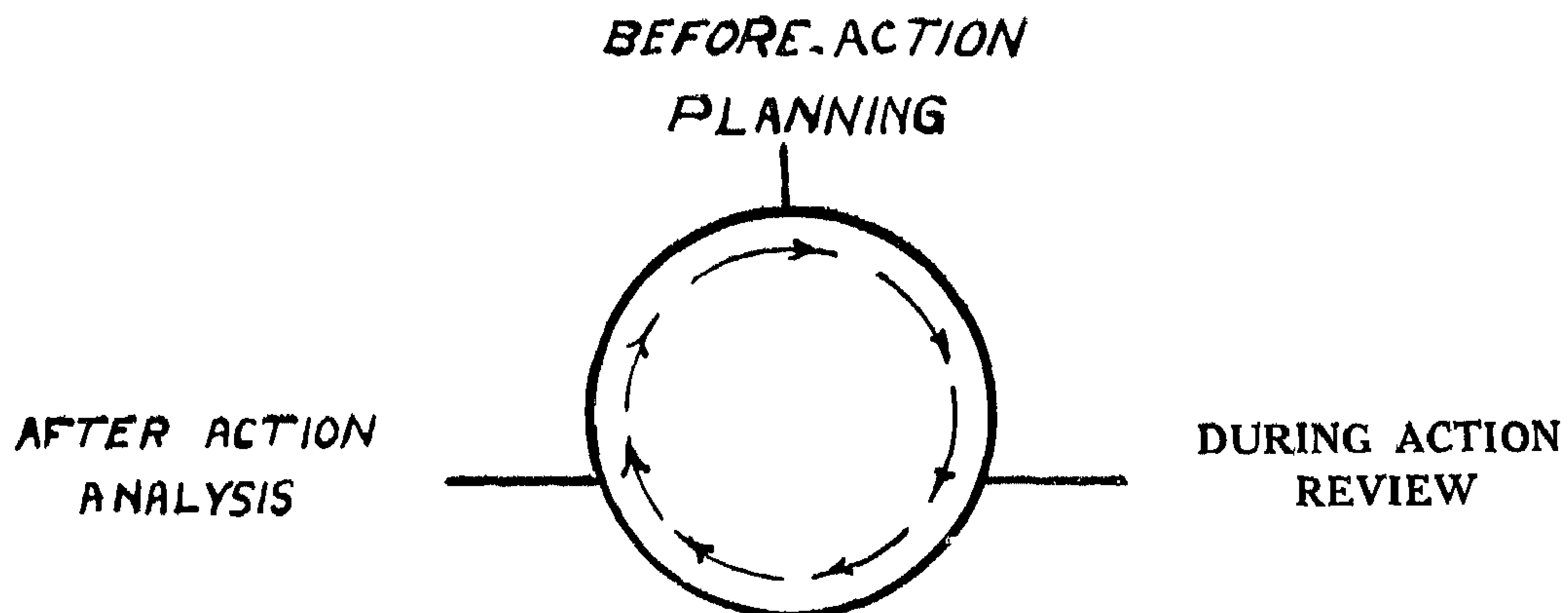
4.—The PPC department then provides the supervisor with a system of measurement. This enables the latter to measure his own operation and produce periodical reports showing his effectiveness.

5.—The line supervisor should also be acquainted with tools for performance analysis and control. This could be done by means of a sound training or personnel development scheme. He is

Yet the second approach could also be followed together with electronic data processing. Computors could then be set to process information that is communicated directly to lower levels of supervisors rather than to higher management. Thus by improving the processing of statistical control data, the decision making ability of lower levels of the organization is strengthened and the numerous benefits of decentralization are not sacrificed through the introduction of electronic data processing.

V.—*Reporting :*

The collected and measured data are put together in a form of telling what happens, how things are progressing in accordance with plan and how they came out compared to objectives. Reporting must be continuous; i.e., plans are reported before action, progress in work reviewed during action and results collected after action and analyzed.



Reporting is most effective when it embodies plans for the future, current progress and performance, measurements of deviations and variances from standards or preassignments, analysis of reasons and suggestions for corrective measures.

Contents and forms of Reports:—

As mentioned before, production control covers the areas of personnel, workload, material inventory, productivity, quality and costs. Each area is controlled separately but is part of the overall control. Control reports are divided into Material inventory and Status, Inventory analysis, Machine and Manpower, Schedule loads, Progress reports, Inspection Reports, Machine and Manpower efficiency and Cost reports. Examples of some of these are included in the appendix.

Systems of Reporting:—

Depending on the purpose of the report, facilities and method of control adopted by the organization, they are :

1.—*"Management by exception"* based on the principle of relieving management of the need for going through long detailed listings. They would only be provided by reports containing those items which vary from the normal. These data would be updated simultaneously as work progresses in the production departments, and made immediately available to the responsible level in the managerial hierarchy of the organization.

The main purpose of this type of report is to control mishaps and errors in time, thus avoiding delays and discrepancies from the pre-planned scheme. Problems are traced as they occur and their consequences avoided in time.

2.—Market Standards :—

Based on conditions in the different markets of the different elements of production. It therefore provides a comparison of performance of the company with others in the same area or industry. It has the same drawbacks as the historical, yet it is a powerful tool in meeting competition.

3.—Engineering Standards :

These are based on scientific studies of the different areas of work, their analysis into elements and factors affecting them. Flow charts are drawn, volumes and specifications are counted for, and time standards are developed from job description. This involves both product engineering and production engineering. Besides the possibility of tracing deviations and variances, these standards provide a comparison of performance with what it should realistically or reasonably be, when all factors are taken into consideration. Therefore they are very useful in telling how things are doing or going in relation to how they should be doing or going.

IV.—*Measurement of Results :*

To be able to evaluate the efficiency and degree of advancement of work or production, different recordings and measurement of the progress of work and end results are needed. These are then compared with the previous set standard, or forecasted schedules. Discrepancies are then studied, and reported to management accompanied with reasons and proposals or means of curing (if still possible) or avoiding them in the future.

The question now rises as to who should do the measurement and recording of results? There are two approaches :

1.—In favour of having a small centralized highly competent staff, to be responsible for doing most of the planning and control work as an agency of the executive.

2.—Favours a decentralized one built around the fundamental concept of participation by all supervisors.

The choice between the two approaches will depend upon the size of the company, type of production, qualification of personnel, top management's concept vis à vis the major principles of organization, e.g. specialization, centralization, participation, etc.

Electronic Dats Processings :—

The introduction of electronic data processing, and the enormous possibilities they make available for management to get vastly more data than they have ever had before, and to have the most pertinent points highlighted as soon as they occur, having their immediate attention drawn to danger spots and permitting them to make detailed decision affecting the smallest department in the company.

These machines are expensive, but their use proved to be very economical. The bigger the enterprise, the more complicated its production and the vaster the amount of data and information needed.

Under electronic data processing the tendency is greater towards centralization : Management getting daily up-to-date information of what is happening, with the exact location of warning signs, which are needed for further decision making. The trend now is towards decisions being made at higher levels of the organization, and many operating decisions that were formerly made at the lower levels are becoming routine. Middle management is often completely by-passed.

Thus in the first approach management would have a decision center to plan and establish the different standards and tolerances within which performance is to be done. The performers then communicate their accomplishments back to the decision centers but the deciders are alerted only when corrections need to be made. The rest of the information is then used by the decision centers as guides for future planning.

others. All these are very important for the design of the master plan, and any error in the evaluation of one would disrupt the whole system; e.g. scheduling work on a weekend and not introducing the increase in payroll due to overtime would cause forecasted costs to be lower than supposed to be, hence bigger variance in the payroll control, and cost controls. Also over-estimation of labour performance rate might cause delays, which might cause extra manufacturing costs when late orders must be rushed to meet promises; it might cause more complications and bottlenecks, which would have to be dealt with, etc., etc.

Machine loading:—

Detailed data of machine capacities, availability and efficiency for the different produced items, maintenance records, breakdown records. Also sequence of operations for the different orders and machine hours needed.

It is very important to maintain an up-to-date machine load forecast, and with the use of real capacity limits on each machine scheduling could be made optimum. In fact machine load forecasting is a valuable guide in scheduling; it enables the production man to see where his critical points are and use them as a guide in setting start dates for the different types of orders.

Efficient machine loading depends on careful selection of proper manufacturing procedures, and good judgment and calculation for the different allowances.

Materials Inventory:—

To control the flow and quantity of material used for production, material specification lists for the different parts have to be maintained. These should be reviewed constantly and kept up to date.

Then the control of inventory requires the establishment of minimum recorder points, and economical ordering quantities.

Others:—

The same as above-standards are needed as a basis for measurement and control of production. Thus the different steps of production are analyzed material, money and time standards are then established for the different elements and stages of production. These are then synthesized and grouped forming a basis on which the different efficiencies of production are compared.

III.—*Developing standards :—*

Having determined the main requirements of a system, the different standards upon which the system is going to be built have to be constructed. These should later serve as yard-sticks for the measurement of end result or output.

Types of Standards:—

There are different types of standards which could be used for performance appraisal. Some of them are more accurate but then more costly, or difficult to obtain. The choice of the standard would also depend on the availability of the information, personnel and facilities needed to set it up.

Following are the main types of standards.

1.—Historical:

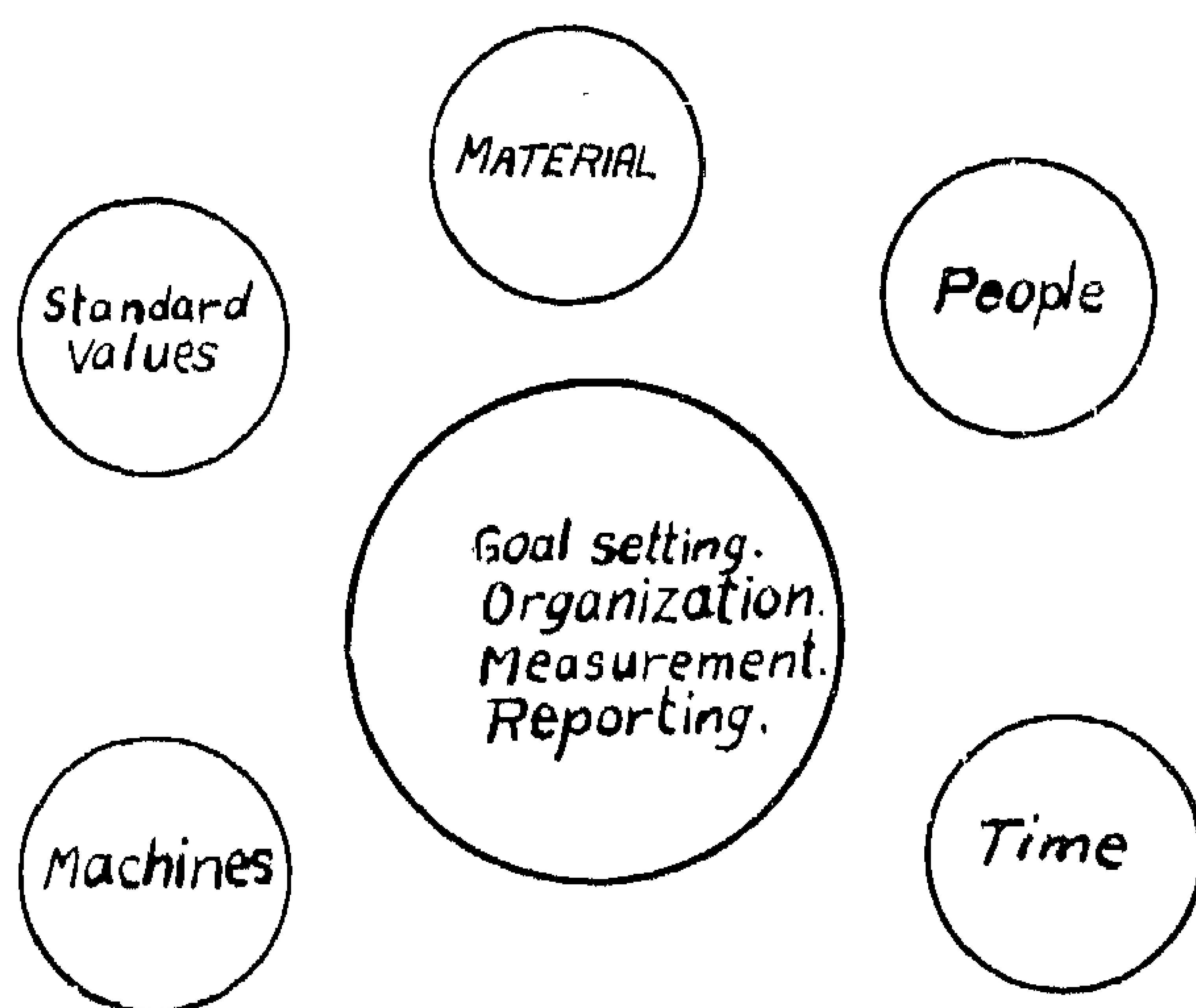
Made up of historical data from past performances and experiences. Also it compares current performance with historical performance, telling how a company is doing in relation to its own past. Thus through it only improvement or deterioration could be measured, but errors could not be easily spotted out; also, an absolute evaluation of the performance of different factors could not be obtained. Therefore it is only most valuable in the form of a trend.

Establishing a Sysetm of production control:

System planning and control embraces five fundamental areas ; setting goals establishing sound organization to put it through, developing standards, developing systems for measurement, and coupling them with good reporting.

These five areas involve material, machines and the people necessary for the production, as well as the time and standard values used for the planning and evaluation of production.

This could be illustrated as follows :



SYSTEM PLANNING FOR MANAGEMENT CONTROL.

1.—Setting goals and objectives : (What and why ?)

Before starting the planning of a production control system, management should be clear upon her needs for such a system.

One of the main purposes for the development of control systems is for *"management by exception"*. Here the system is designed with the objective of producing reports containing only items which vary from the normal, thus relieving management of the need for going through long detailed listings. Again the system should be capable of supplying the data needed immediately and pointing out "warning sign" as soon as they occur. But also a control system should help in planning effective processing of production, with the minimum of outside intervention during production, and least deviation or delays of end results or outcome.

II.—Organizing a System (How and what is needed to do it).

A good control system should cover all areas affecting production and manufacturing control application. Thus a complete study has to be made of the different factors that might influence the smooth run of the preplanned production scheme. Provision should then be made that the system detects their effect as soon as they occur ; also, the system should include a method for measuring them, and provide for procedures of reporting them.

This requires the accumulation of data concerning personnel, machine loading, material inventory and specification, productivity, quality, sales market, working conditions, costs, etc.

Personnel:

Including all significant aspects of the work force such as adequacy, qualification, rate of performance, work standards, wage and salary rates, incentives, payrolls, labor code and

their reasons and the possibilities of overcoming them, is useful in calculating for possible or potential late order situations for future plans.

Besides machine loading bottlenecks, there are other situations that cause the delay of orders. Reporting them in time for treatment is essential, and also keeping records of them to be used for further planning helps in making those plans more effective and efficient. These delays are due to unpredictables such as, machine breakdowns, operator efficiency, special rush orders, excess scrap, etc. *For as soon as an order starts to be processed, it becomes subject to all sorts of operating realities. Even the best schedules are subject to those unpredictable situations.*

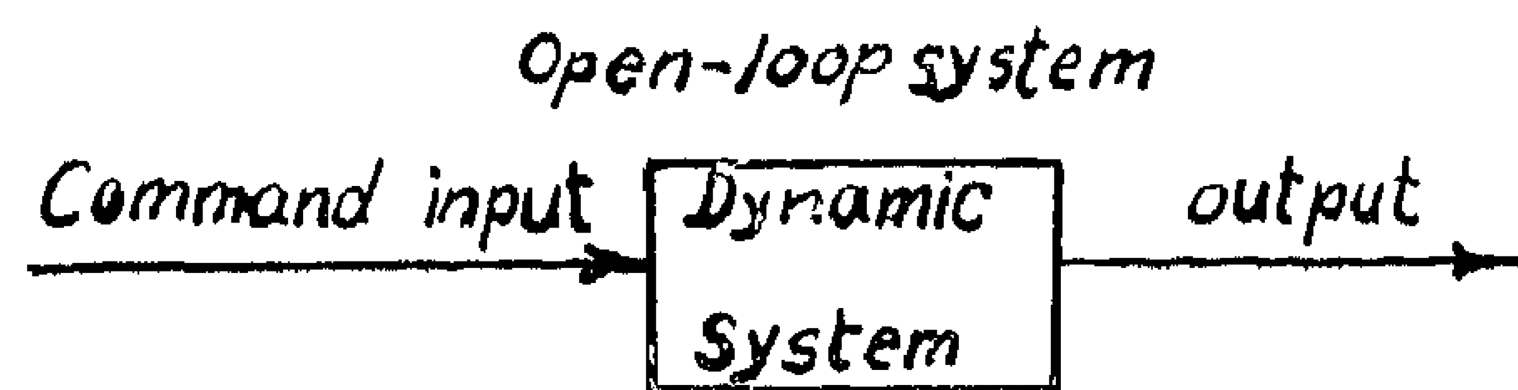
Open and Closed loop systems:

Feed back is very important for management.

1. To avoid delays in order promise dates, planning and scheduling have to be very efficient and as realistic as possible. For this it needs to have results of previous production, an analysis of reasons for any deviation or error with suggestions for improvement.

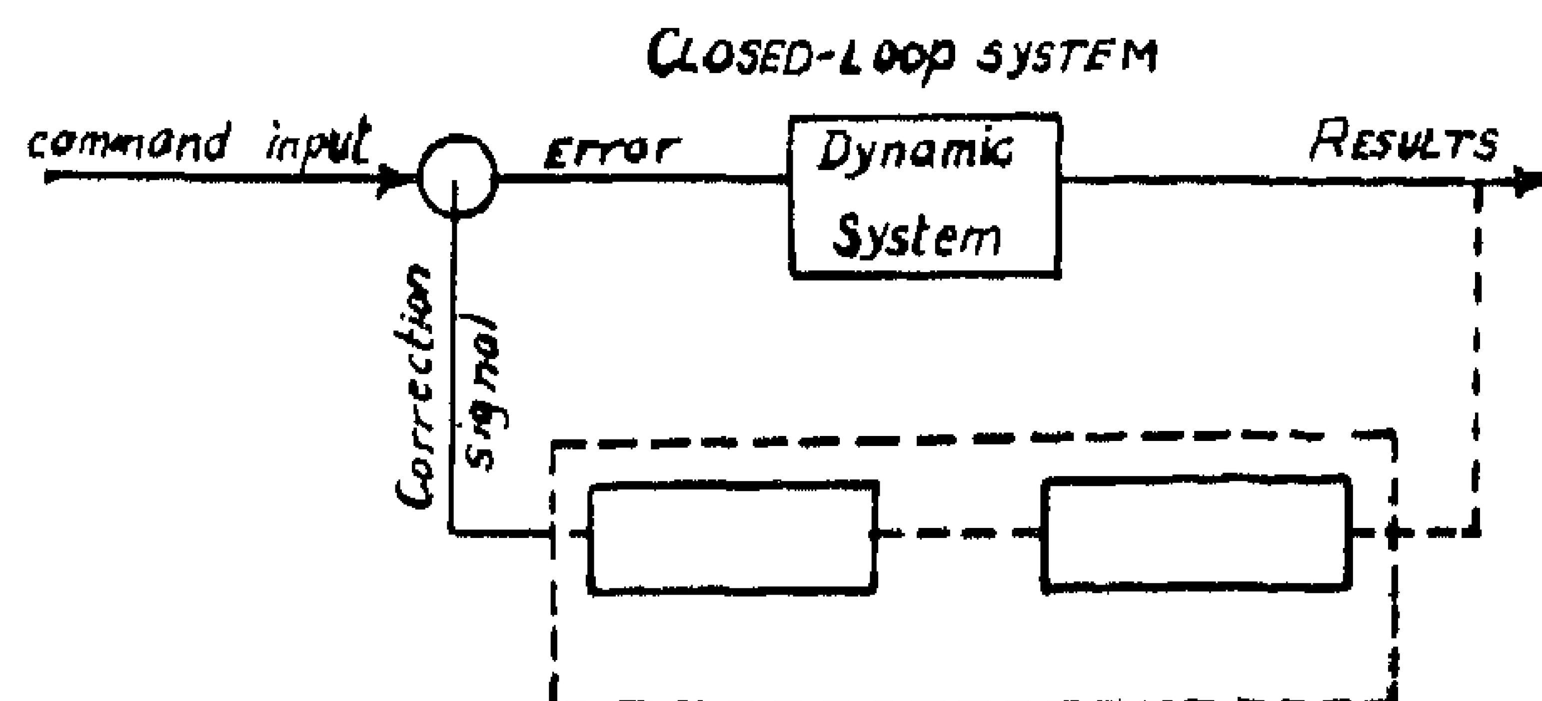
2. Also early detection of late orders, with causes of such delay situations, helps management in taking quick actions towards the correction and treatment of the situation, so as to minimize delay and reduce the cost of any abnormal operations deemed necessary to meet those delays.

In the open loop system, orders and plans flow downwards through the organization chart, planning being done at the higher levels, production achieved at the lower



Thus the response in the organization as a dynamic system of command from executive to produce results, is not taken into consideration for future planning and no delays are reported, to be treated in time. There is no control in the open-loop system, since the different external and internal influences that cause the results to deviate from assigned objectives are not detected, and errors thus are not corrected.

In the closed-loop system errors are detected and corrected because the output is measured and compared with the original command input and objectives. The differences are then analysed, evaluated and correction of errors is provided for.



Thus by means of the feedback control network in the closed-loop system, smooth and efficient operation is realized, costs reduced and promise dates kept.

DESIGNING SYSTEMS FOR BEST COMBINED ECONOMY OF PRODUCTION SCHEDULING AND CONTROL

By

Eng. AMINA EL-HEFNY
B.Sc. Chem. Eng. & M.Sc. Mangt. Eng.

"Compiling the Annual plan is always a delicate operation and especially lengthy and laborious when done for the first time, but each repetition brings some simplification and when the plan has become a habit, the toil and difficulties are largely reduced. Conversely, the interest it offers increases. The attention demanded for executing the plan, the indispensable comparison between predicted and actual facts, the recognition of mistakes made and success attained, the search for means of repeating one and avoiding the other—all go to make the new plan a work of increasing interest and increasing usefulness."

Henri Fayol.

Introduction:

The extensive use of machines, the development of industry into mass production, to make best use of the expensive complex machines, necessitate a lot of good planning and control. In fact the new mechanical inventions, automation, etc., decreased the need for direct labor during the production period, and facilitated manufacture. Meanwhile a tremendous amount of planning, organization and coordination has to be worked out before starting actual production, and good control is very essential for further effective planning.

The problem of planning becomes of more importance in companies where a large number of orders are moving through numerous different machines. Each order requires time on different machines and each order has a promise date based on customer requirement.

Thus good machine load forcasting is essential if bottlenecks are to be avoided. Yet with a high quantity of orders in process, a large number of machines and many different "promise dates", it is often impossible to avoid having a number of jobs arrive for processing at the same time, causing bottlenecks. *Thus if a delay or bottleneck is reported and discovered in time, it can be dealt with and delay in promise dates avoided.* Also keeping records of the different late order situations,

$$+ \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \frac{(2na+x)^4+y^4-6\,(2na+x)^2y^2}{[\,(2na+x)^2+y^2\,]^3} \qquad (25)$$

The second term of w_1 (eqn. 21):

$$w_{I_2} = B_2 \cdot \frac{1}{r_4} \cos 4\varphi$$

$$= B_2 \cdot \frac{x^4+y^4-6\,x^2y^2}{(x^2+y^2)^4} \qquad (21b)$$

The corresponding part in second step is expressed analogically in the Series:

$$w_{II_2} = B_2 \Big[\sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \frac{(2na-x)^4+y^4-6\,(2na-x^2)\,y^2}{[\,(2na-x)^2+y^2\,]^4}$$

$$+ \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \frac{(2na+x)^4+y^4-6\,(2na-x^2)\,y^2}{[\,(2na-x)^2+y^2\,]^4} \Big] \qquad (26)$$

Thel final solution is thus attained as:

$$w = w_I + w_{II} \qquad (27)$$

With w_I expressed as regards to cartesian coordinates system in the form

$$w_I = A_2 \frac{x^4+y^4-6\,x^2y^2}{(x^2+y^2)^3} + B_2 \frac{x^4+y^4-6\,x^2y^2}{(x^2+y^2]^4}$$

and

$$w_{II} = w_{II_1} - w_{II_2}$$

given in equations (25 and 26), the final equation of the deflection surface (27) can be put in the series:

$$w = A_2 \Big[\sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \frac{(2na+x)^4+y^4-6\,(2na+x)^2\,y^2}{[\,(2na+x)^2+y^2\,]^3}$$

$$+ \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \ldots\ldots \frac{(2na-x)^4+y^4-6\,(2na+x)^2\,y^2}{[\,(2na-x)^2+y^2\,]^3} \Big]$$

$$+ B_2 \Big[\sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \frac{(2na+x)^4+y^4-6\,(2na+x)^2\,y^2}{[\,(2na+x)^2+y^2\,]^4}$$

$$+ \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{(2na-x)^4+y^4-6\,(2na-x)^2\,y^2}{[\,(2na-x)^2+y^2\,]^4} \Big]$$

in which the constants A_2 and B_2 are those given in (24).

$$+ \frac{(4a - x)^2 - y^2}{\{(4a-x)^2+y^2\}^2} \ldots]$$

$$\text{or } w_2 = B_1 [\frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2}$$

$$+ \sum_{n=1}^{\infty} (- 1)^n \frac{(2 n a - x)^2 - y^2}{[(2na + x)^2 + y^2]^2}$$

$$+ \sum_{n=1}^{\infty} (- 1)^n \frac{(2na + x)^2 + y^2}{[(2na + x)^2 + y^2]^2}] \quad (19)$$

where also B_1 is as in Eq'n. (?16) :

$$B_1 = - \frac{b^4}{6(1-\gamma)B} [(1 - \frac{2\gamma}{3+\gamma}) m_2$$

$$+ (\frac{\gamma b}{3+\gamma}) q_2]$$

The final solution for the whole problem will be thus expressed by superposiiton of expressions (18) and (19) in the form.

$$w = w_1 + w_2$$

from which internal forces can be determined by differentiation in the usual manner.

b) *Case where acting moments and forces* have the form :

$$(M_r)_{r = b} = m_4 \cos 4 \Phi$$

and

$$(Q_r)_{r = b} = q_4 \cos 4 \Phi \quad (20)$$

With the same procedure as in case (a) we get the following :

Step 1. The solution for the plate eqn. $\triangle \triangle w = 0$ is chosen as :

$$w_I = A_2 . \frac{1}{r^2} \cos 4 \varphi + B_2 . \frac{1}{r^4} \cos 4 \varphi \quad (21)$$

The bending moments and the vertical reactions are thus :

$$M_r = - B [\frac{6 (1- 3 \gamma)}{r^4} . A_2$$

$$+ \frac{20 (1 - \gamma)}{r^6} . B_2] \cos 4 \varphi$$

$$\overline{Q}_r = - B [\frac{48 (2-\gamma)}{r^5} A_2 \quad (22)$$

$$+ \frac{80 (1 - \gamma)}{r^7} . B_2] \cos 4 \varphi$$

To fulfil the boundary conditions at the hole perimeter :

$$(M_r)_{r=b} = M_{given} \rightarrow \frac{6 (1-3\gamma)}{b^4} A_2$$

$$+ \frac{20 (1 - \gamma)}{b^6} B_2 = - \frac{m_4}{B} \quad (23)$$

$$(\overline{Q}_r)_{r=b} = Q_{given} \rightarrow \frac{48 (2-\gamma)}{b^5} A_2$$

$$+ \frac{80 (1 - \gamma)}{b^7} B_2 = - \frac{q_4}{B}$$

from which the constant values are determined :

$$A_2 = \frac{b^5}{24 (3+\gamma) B} (\frac{4}{b} m_4 - q_4)$$

$$B_2 = - \frac{b^7}{80 (1-\gamma) B} [\frac{8 (2 - \gamma)}{(3+\gamma) b} m_4$$

$$+ (1- \frac{2 (2 - \gamma)}{(3 + \gamma)}) q_4] \quad (24)$$

Step 2. For the first term of w_I (eqn. 21) :

$$w_{I_1} = A_2 . \frac{1}{r^2} \cos 4 \varphi$$

$$= A_2 . \frac{x^4 + y^4 - 6 x^2 y^2}{(x^2 + y^2)^3} \quad (21a)$$

the corresponding solution w_{II_1} can be in the same manner as before expressed in the series :

$$w_{II_1} = A_2 [\sum_{b=1}^{\infty} (- 1)^n$$

$$\frac{(2na-x)^4+y^4-6 (2na-x)^2y^2}{[(2 n a - x)^2 + y^2]^3}$$

Beginning with the first part w_{I_1} as if created due to the system of forces imagined acting on the limited part of the slab between axis x = a and x = − a. This part can be expressed in cartesian coordinate system due to fig. (9) as :

$$w_{I_1} = A_1 \left(- \frac{2\,y^2}{x^2 + y^2} \right) \qquad (17a)$$

The corresponding part of deflection w_{II_1} at point (x, y) due to other groups of loads outside the lines x = ± a can be produced as follows :

The effect of the two groups of forces which are imaginarly applied at distances = ± 2 a from the first imaginary groop can be expressed if the values (2 a − x) or (2 a + x) are introduced in eqn. (17 a) instead of x, and regarding the signs ; then :

$$(w_{II_1})_1 = A_1 \left(\frac{2\,y^2}{(2\,a - x)^2 + y^2} + \frac{2\,y^2}{(2\,a + x)^2 + y^2} \right)$$

The effect of the group of forces imaginarly applied at distances = ± 4 a from the 1st imaginary group can be analogically expressed :

$$(w_{II_1})_2 = A_1 \left(- \frac{2\,y^2}{(4\,a - x)^2 + y^2} - \frac{2\,y^2}{(4\,a + x)^2 + y^2} \right)$$

and so on. The corresponding effect of all groups of imaginary forces can be thus written for this part of deflection :

$$w_1 = w_{I_1} + w_{II_1} = A_1 \left(- \frac{2\,y^2}{x^2 + y^2} + \frac{2\,y^2}{(2a-x)^2+y^2} - \frac{2\,y^2}{(4a-x)^2+y^2} + \frac{2\,y^2}{(6a-x)^2+y^2} \cdots\cdots + \frac{2\,y^2}{(2a+x)^2+y^2} - \frac{2\,y^2}{(4a+x)^2+y^2} + \frac{2\,y^2}{(6a+x)^2+y^2} \cdots\cdots \right)$$

or in the form :

$$w_1 = w_{I_1} + w_{II_1} = A_1 \left[- \frac{2\,y^2}{x^2 + y^2} - \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \frac{2\,y^2}{(2\,na - x)^2 + y^2} - \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot \frac{2\,y^2}{(2\,n\,a + x)^2 + y^2} \right] \qquad (18)$$

with the constant value A_1 the same as determined before in (16) :

$$A_1 = \frac{b^3}{4\,(3 + \gamma)\,B} \cdot \left(\frac{2}{b} m_2 - q_2 \right)$$

The second part of the deflection w_{I_2} in equation (17) can be analogically treated.

$$w_{I_2} = B_1 \cdot \frac{1}{r^2} \cos 2\,\varphi = B_1 \cdot \frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2} \qquad (17b)$$

In the same method w_2 is produced in the form :

$$w_2 = w_{I_2} + w_{II_2} = B_1 \left[\frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2} - \frac{(2a - x)^2 - y^2}{\{(2a-x)^2+y^2\}^2} + \frac{(4a - x)^2 - y^2}{\{(4a-x)^2+y^2\}^2} - \frac{(2a + x)^2 - y^2}{\{(2a-x)^2+y^2\}^2} \right.$$

at the same time the contraflectural lines of the elastic surface of the imagined infinitely long plate. Hence in all points along these lines the condition $\triangle w = o$ is fulfilled. Accordingly, the boundary conditions required for the original long strip plate at its freely supported edges $x = \pm a$ are fulfilled. The strip plate may be statically represented by the portion limited between $x = + a$ and $x = - a$ of the so imagined infinitely long plate as in figure (8).

Taking the solution w_I at any point (x, y) in the plate as shown in fig. (9) it can be written in the form :

$$w_I = w_{I_1} + w_{I_2}$$

where

$$w_{I_1} = A_1 (\cos 2 \Phi - 1)$$

and $$w_{I_2} = \frac{B_1}{r^2} \cos 2 \Phi \qquad (17)$$

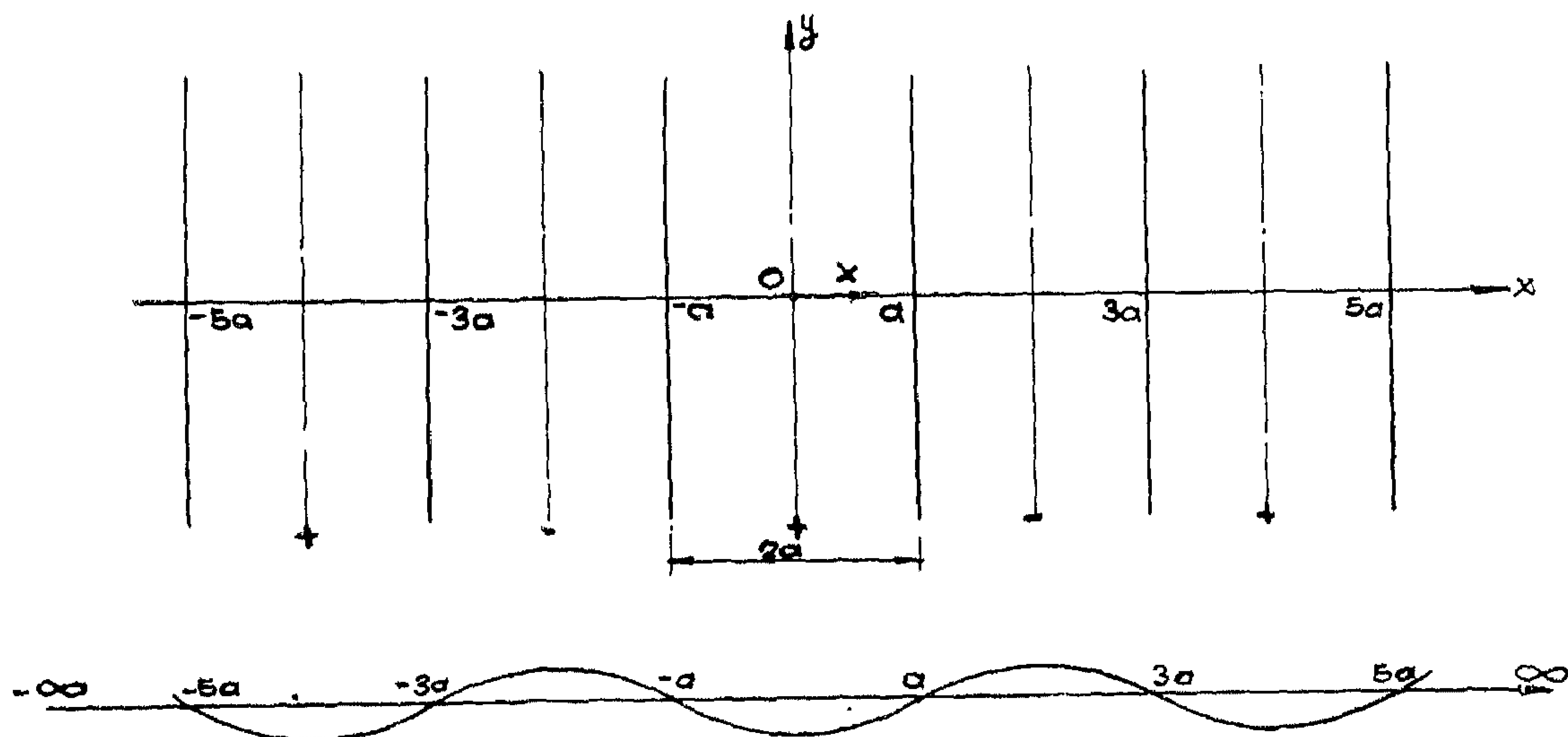


Fig. 8

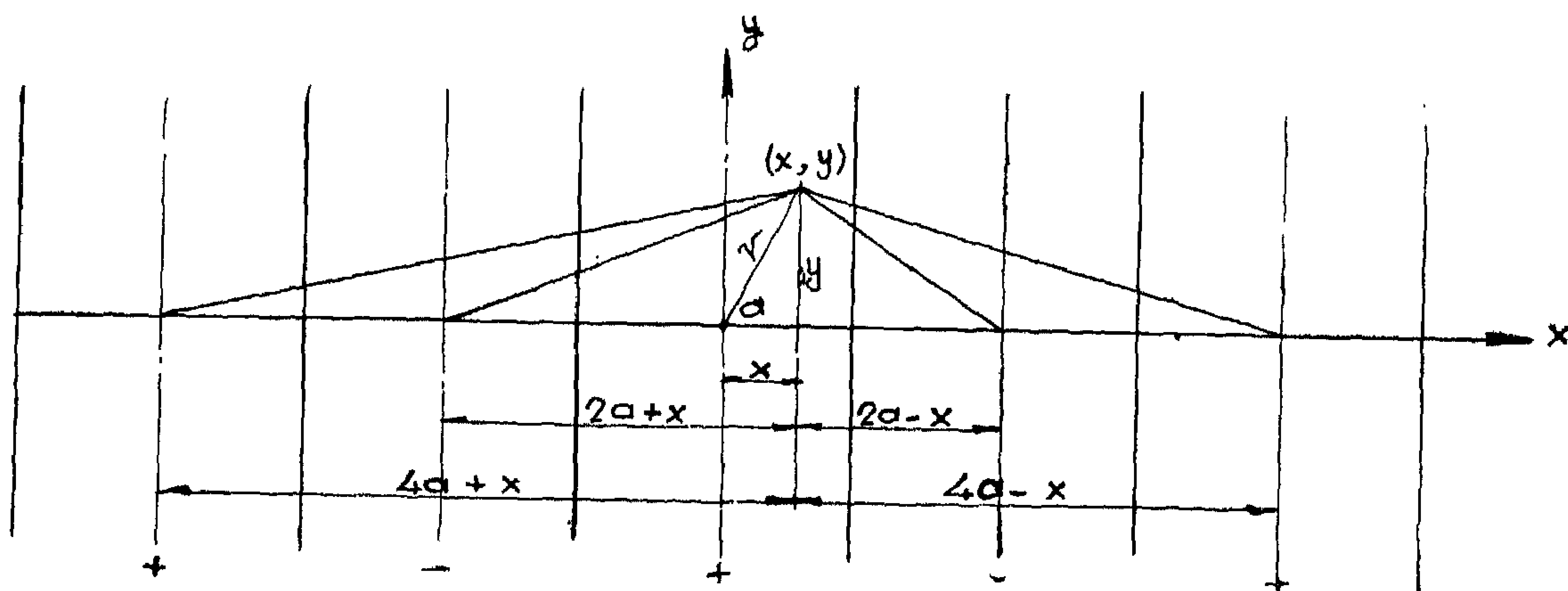


Fig. 9

From the derivatives of expression (13), M_r and $\bar{Q}_r$ can be found as:

$$M_r = -B\left[\frac{\delta^2 w_I}{\delta r^2} + \gamma\left(\frac{1}{r}\frac{\delta w_I}{\delta r} + \frac{1}{r^2}\cdot\frac{\delta^2 w_I}{\delta \varphi^2}\right)\right]$$

$$= -B\left[-\frac{4\gamma A_1}{r^2} + \frac{6 B_1 (1-\gamma)}{r^2}\right]\cdot\cos 2\varphi$$

$$\bar{Q}_r = -B\left[\frac{\delta}{\delta r}(\triangle w_I) + (1-\gamma)\frac{1}{r}\frac{\delta}{\delta\varphi}\left\{\frac{\delta}{\delta r}\left(\frac{1}{r}\cdot\frac{\delta w_I}{\delta\varphi}\right)\right\}\right] \qquad (14)$$

$$= -B\left[\frac{4(3-\gamma)A_1}{r^3} + \frac{12(1-\gamma)B_1}{r^5}\right]\cdot\cos 2\varphi$$

Thus, to fulfil the boundary conditions at $r = b$, we get the next equations:

$$-\frac{4\gamma A_1}{b^2} + \frac{6(1-\gamma)B_1}{b^4} = -\frac{m_2}{B}$$

and (15)

$$\frac{4(3-\gamma)A_1}{b^3} + \frac{12\,1-\gamma)B_1}{b^5} = -\frac{q_2}{B}$$

Solving these two equations the constants A_1 and B_1 are

$$A_1 = \frac{b^3}{4(3+\gamma)B}\left(\frac{2}{b}m_2 - q_2\right)$$

$$B_1 = -\frac{b^4}{6(1-\gamma)B}\left[\left(1-\frac{2\gamma}{3+\gamma}\right)m_2 + \left(\frac{\gamma b}{3+\gamma}\right)q_2\right] \qquad (16)$$

Step 2. As what mentioned before, a solution w_{II} is required in this step for the homogeneous equation $\triangle\triangle w_{II} = o$ so that the boundary conditions at the simply supported edges of the plate $x = \pm a$:

$$w = w_I + w_{II} = o \quad \text{and}$$

$$\triangle w = \triangle w_I + \triangle w_{II} = o$$

are to be fulfilled. Since the hole is considered to be small compared to the breadth of the plate, the solution w_{II} will have a very small effect on the boundary conditions fulfilled in the 1st step at the hole edge. Thus, neglecting these boundary conditions at the hole perimeter in the second step this will be of a negligible influence on w_{II}. In other words, the hole in the plate may be neglected in the second step and the solution w_{II} thus obtained will be practically of sufficient exactness.

To solve the problem, we shall imagine a full plate similar to the plate considered only with the difference that no holes are existed in it. We shall imagine that the solution w_I obtained out of the first step is exactly produced to this new full plate by means of any imagined system of forces symmetrically placed about the y - axis of the plate. If we now imagine the plate prolonged outwards of the edges $x = \pm a$ in both the positive and the negative directions, and loaded with a series of the same imagined system of forces applied along the x-axis at equal distances = 2 a iln a successive antimetrical loading form, the deflections of such an infinitely long plate in all directions evidently equal to zero along the lines $x = \pm a, \pm 3a, \pm 5a, \pm 7a$, ... etc. (Fig. 8). These lines form

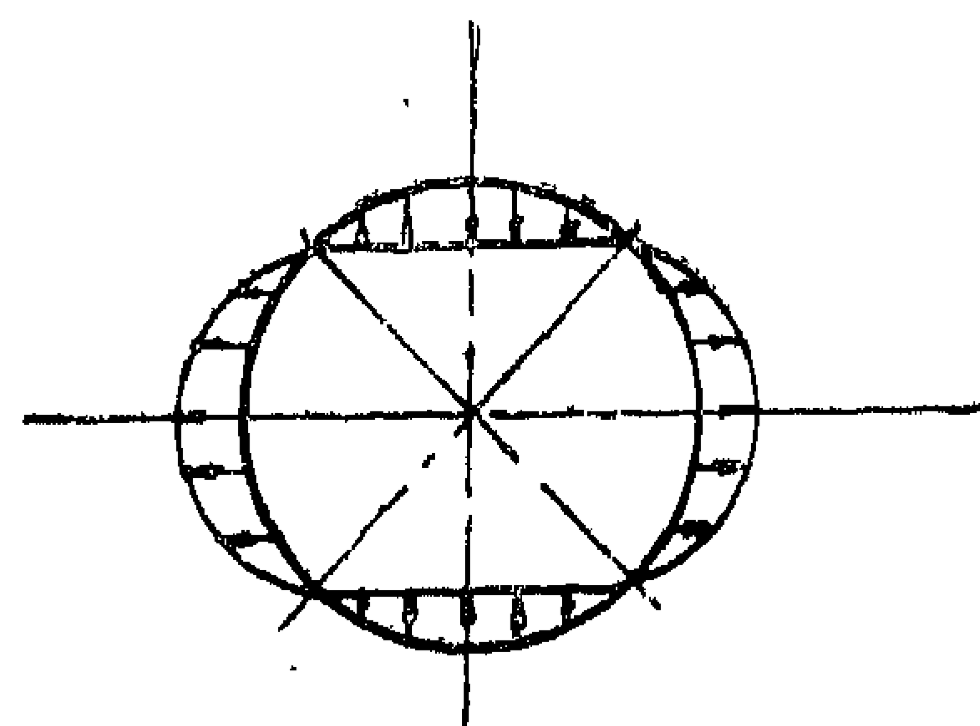
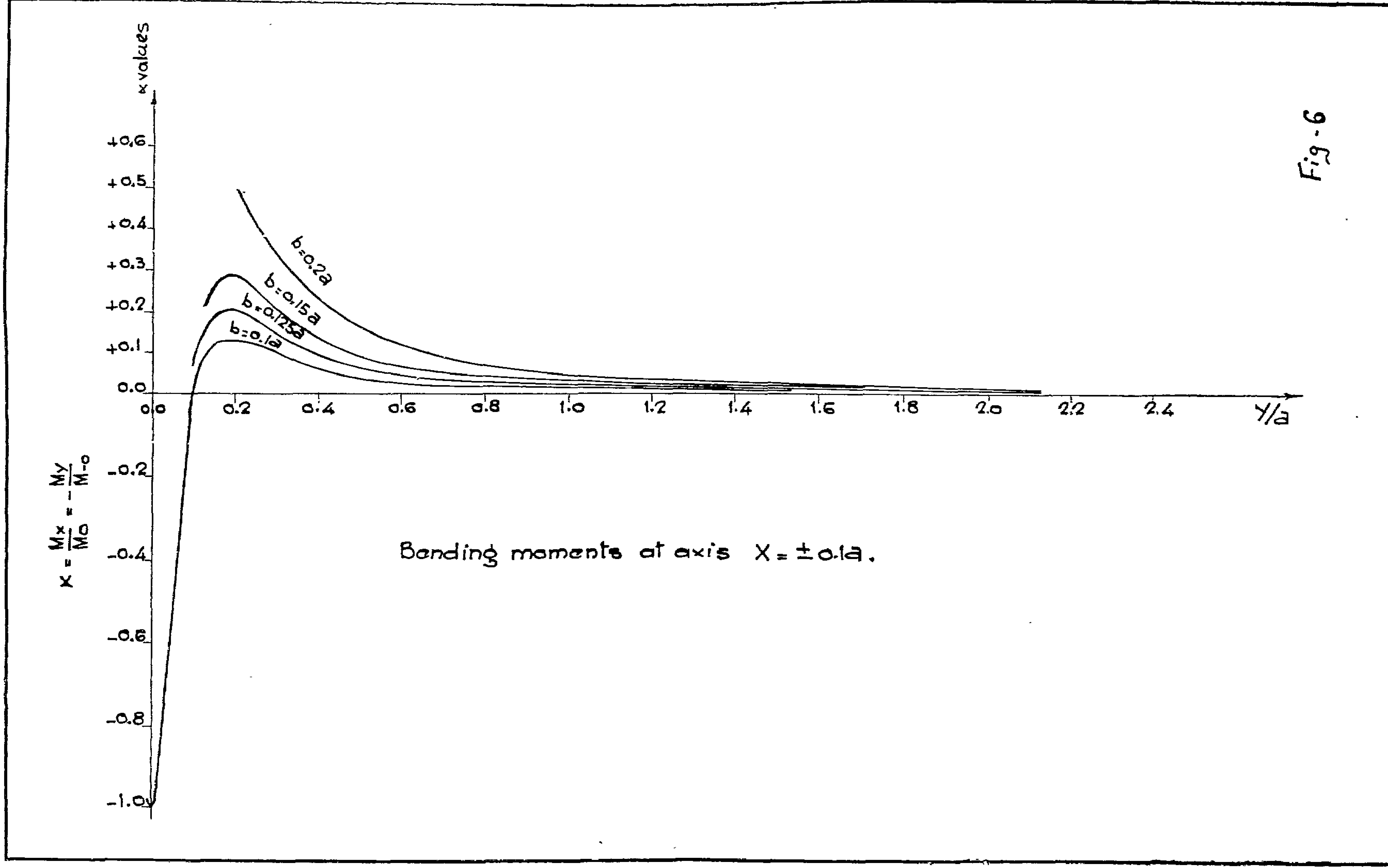


Fig. 7



κ values
+0.6
+0.5
+0.4
+0.3
+0.2
+0.1
0.0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
κ = Mx/Mo = - My/M-o
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0
2.2
2.4
Y/a
b=0.2a
b=0.15a
b=0.125a
b=0.1a
Bending moments at axis X = ± 0.1a.

Fig-6

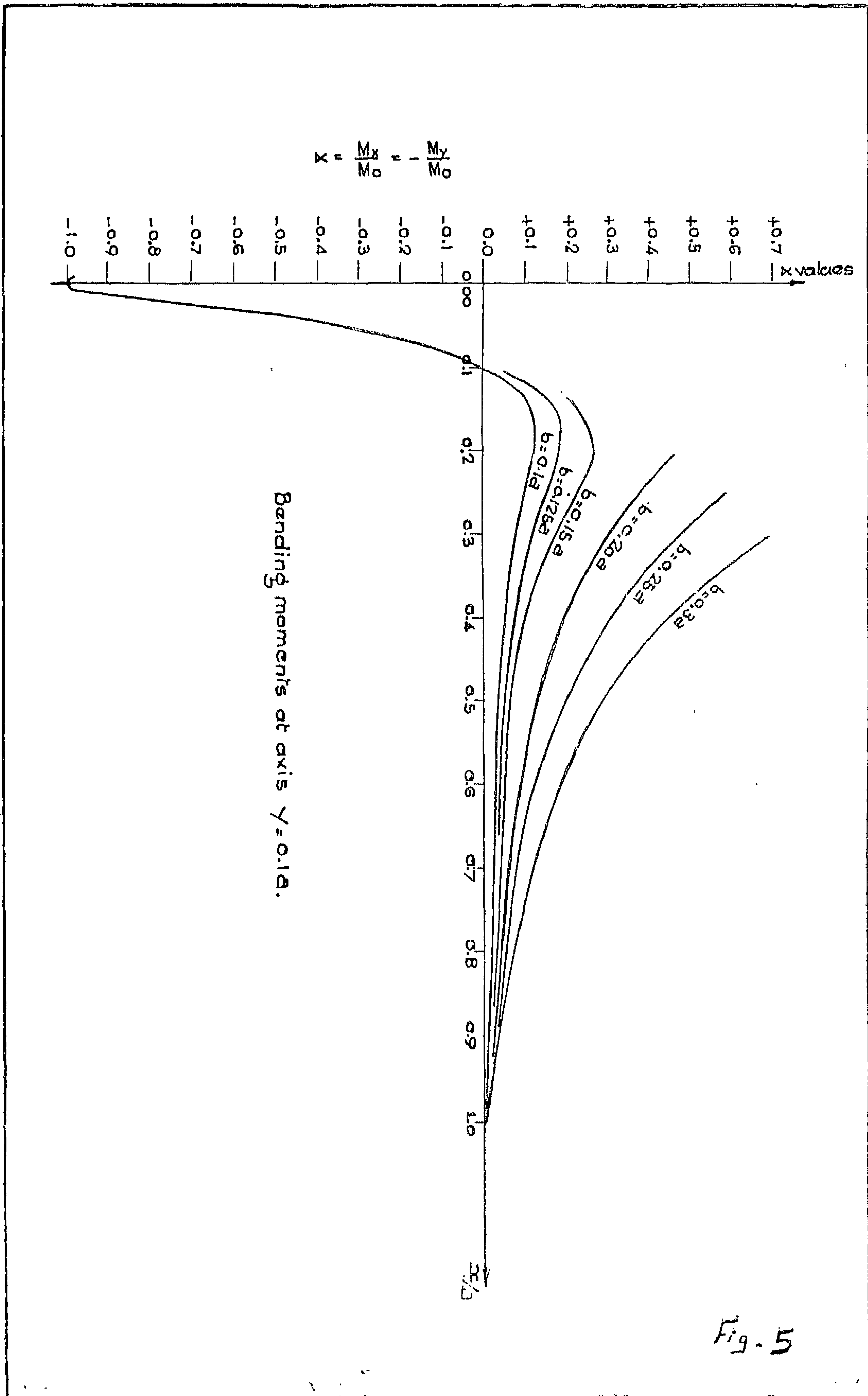
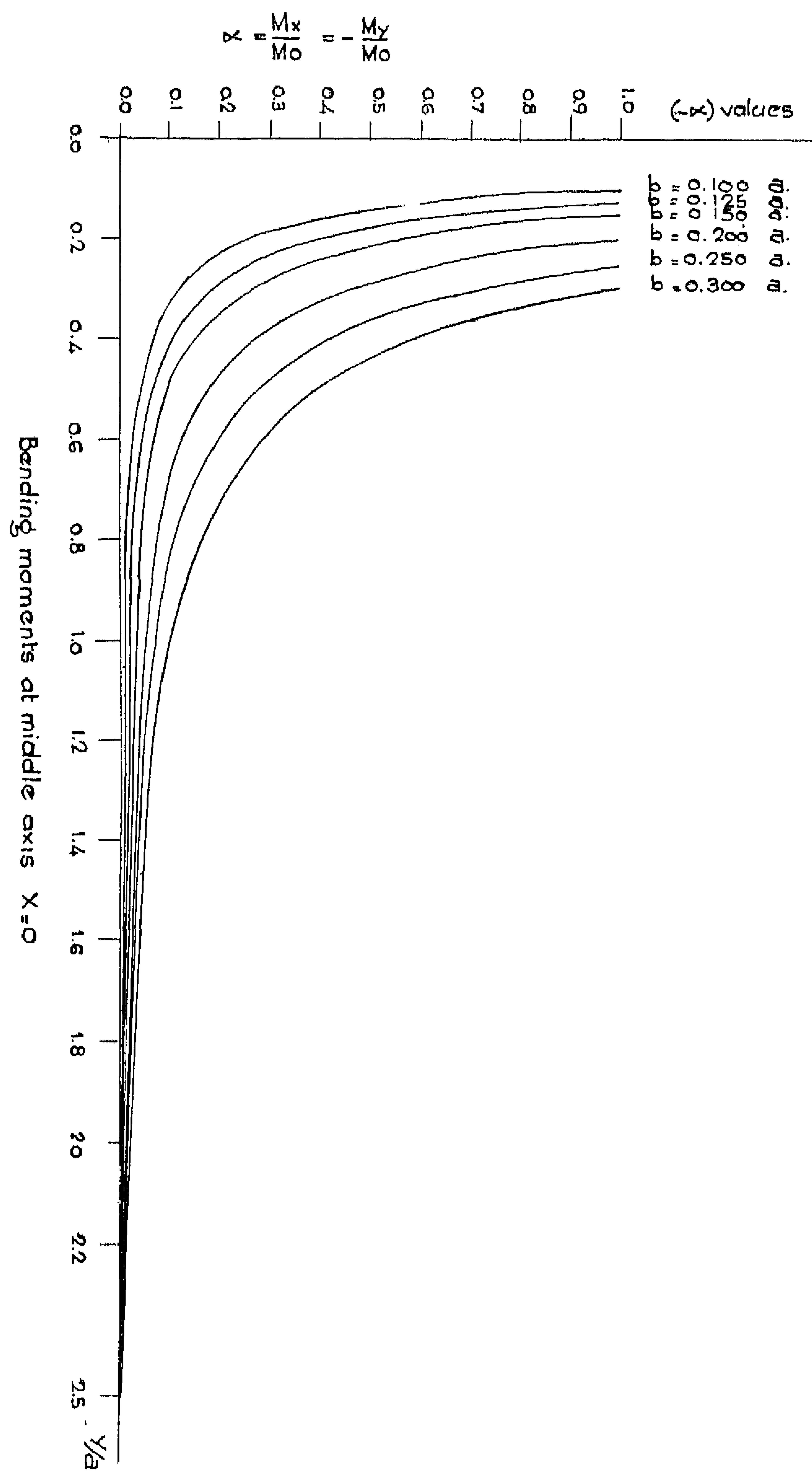

κ = Mx/Mo = − My/Mo
−1.0
−0.9
−0.8
−0.7
−0.6
−0.5
−0.4
−0.3
−0.2
−0.1
0.0
+0.1
+0.2
+0.3
+0.4
+0.5
+0.6
+0.7
κ values
0.0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
x/a
b=0.1a
b=0.125a
b=0.15a
b=0.20a
b=0.25a
b=0.3a
Bending moments at axis Y=0.1a.

Fig. 5



$\alpha = \frac{Mx}{Mo} = -\frac{My}{Mo}$
(-α) values
0.0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0
b = 0.100 a.
b = 0.125 a.
b = 0.150 a.
b = 0.200 a.
b = 0.250 a.
b = 0.300 a.
0.0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.5
Y/a
Bending moments at middle axis X=0

Fig. 4

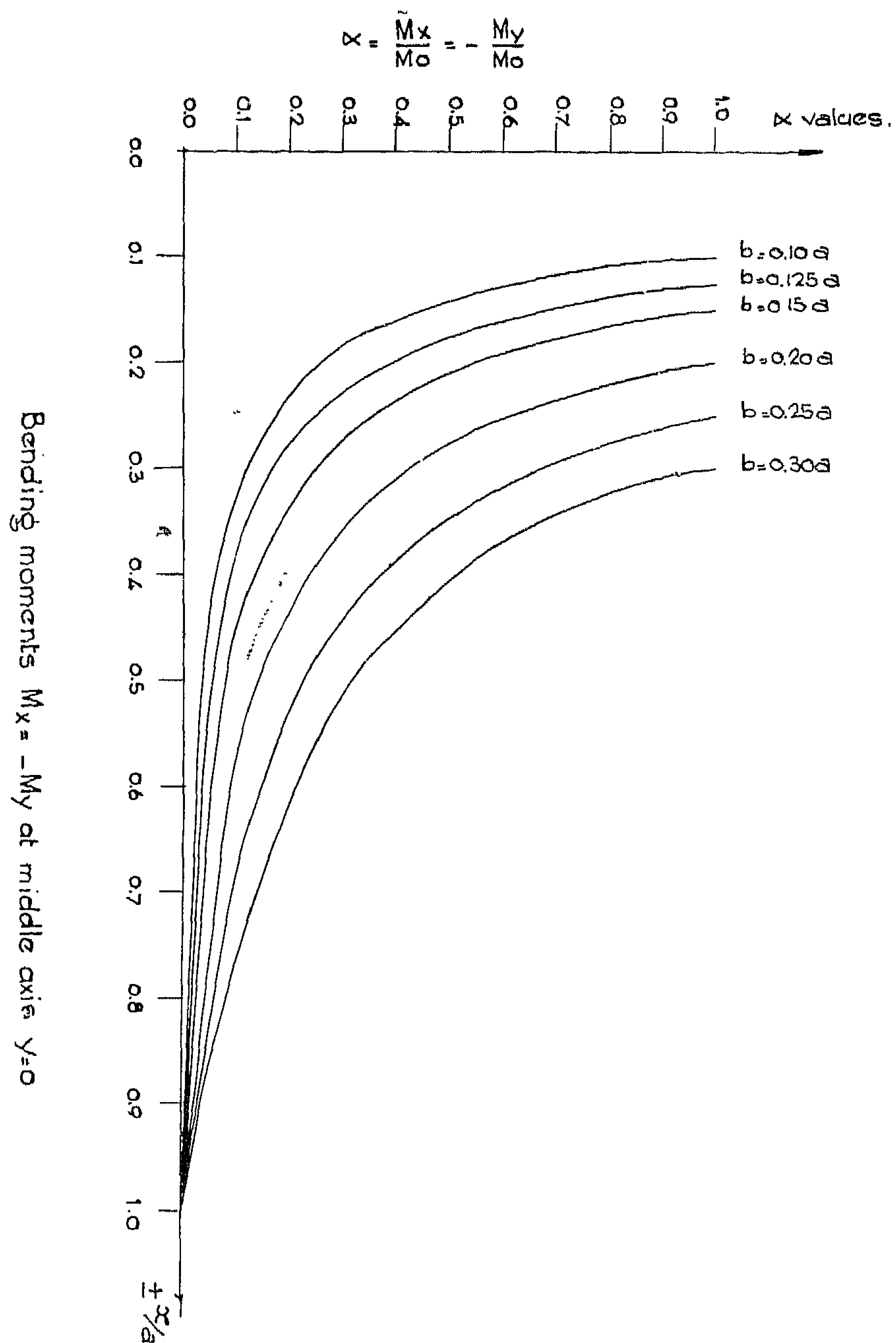
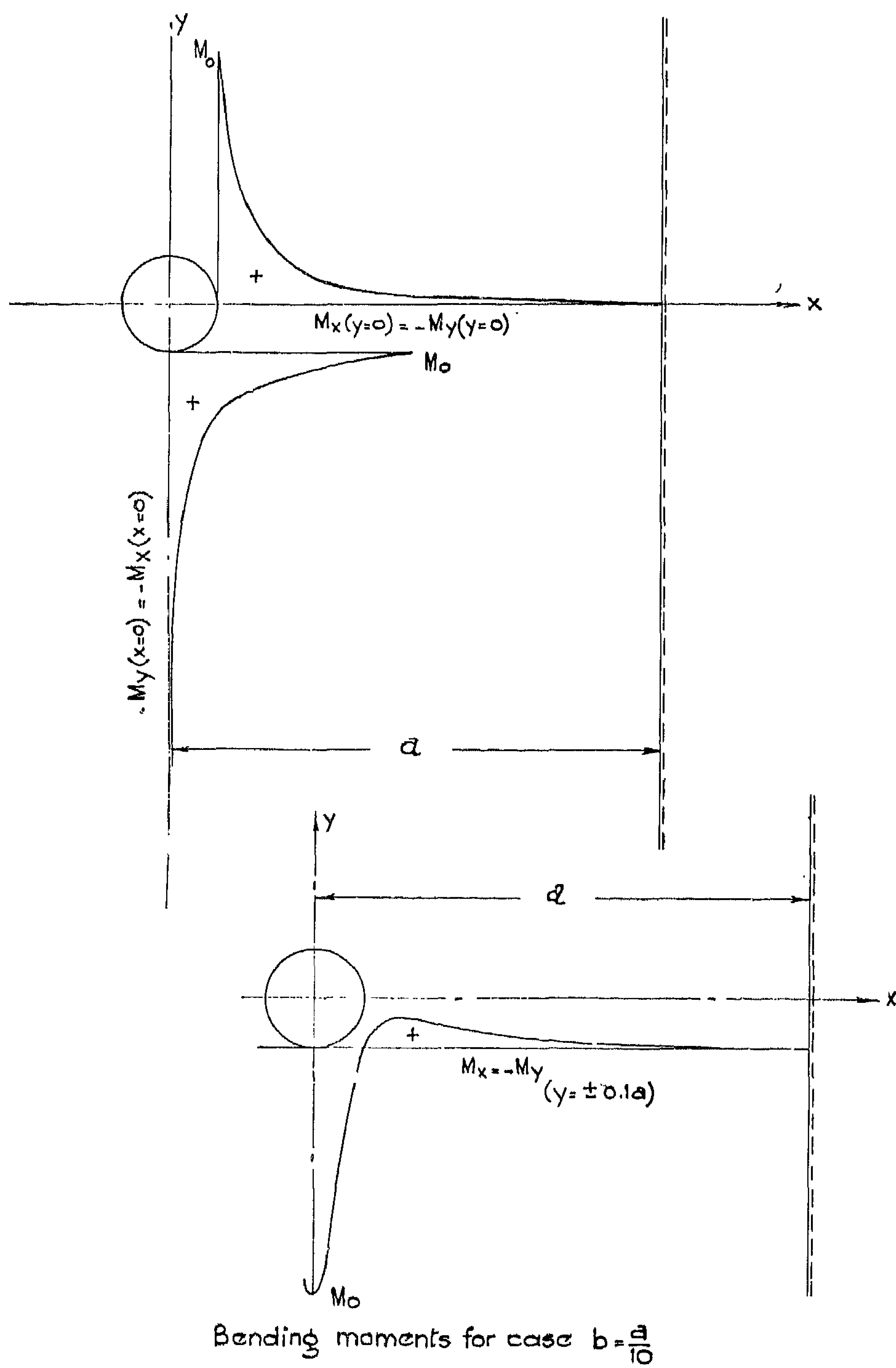

∝ = M̃x/Mo = − My/Mo
∝ values.
0.0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0
b = 0.10 a
b = 0.125 a
b = 0.15 a
b = 0.20 a
b = 0.25 a
b = 0.30 a
Bending moments Mx = −My at middle axis y=0
± x/a

Fig. 3



Bending moments for case $b = \frac{a}{10}$

Fig. 2

$$+ \frac{\cos\frac{\pi x}{2a}\cosh\frac{\pi y}{2a} + 1}{(\cosh\frac{\pi y}{2a} + \cos\frac{\pi x}{2a})^2})]$$

$$M_y = - B \left(\frac{\delta^2 w}{\delta y^2} + \gamma \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} \right)$$

$$= + B K_o [\frac{\pi^2}{8 a^2} (1-\gamma) (\frac{\cos\frac{\pi x}{2a}\cosh\frac{\pi y}{2a} - 1}{(\cosh\frac{\pi y}{2a} - \cos\frac{\pi x}{2a})^2}$$

$$+ \frac{\cos\frac{\pi x}{2a}\cosh\frac{\pi y}{2a} + 1}{(\cosh\frac{\pi y}{2a} + \cos\frac{\pi x}{2a})^2})]$$

Twisting moment:

$$M_{xy} = - (1 - \gamma) B . \frac{\delta^2 w}{\delta x \delta y}$$

$$= + B . K_o [\frac{\pi^2}{8 a^2} (1-\gamma) (\frac{\sin\frac{\pi x}{2a}\sinh\frac{\pi y}{2a}}{(\cosh\frac{\pi y}{2a} - \cos\frac{\pi x}{2a})^2}$$

$$+ \frac{\sin\frac{\pi x}{2a}\sin\frac{\pi y}{2a}}{(\cosh\frac{\pi y}{2a} + \cos\frac{\pi x}{2a})^2})]$$

and shearing forces:

$$Q_x = - B . \frac{\delta (\triangle w)}{\delta x} = o$$

and

$$Q_y = - B . \frac{\delta (\triangle w)}{\delta y} = o$$

In the following curves (Figures 2, 3, 4, 5 and 6) the moment diagrams in different sections are shown for different cases of hole diameter compared with the breadth of the plate.

III. The freely supported plate strip subjected to bending moments and shearing forces at the perimeter of a central small cercular hole:

The plate in fig. 1 is assumed to be subjected to the following bending moments and vertical forces acting along the edge of the central hole in the form:

$$(M_r)_{(r = b)} = m_n \cos n \varphi \quad (11)$$

and

$$(Q_r)_{(r = b)} = q_n \cos n \varphi \quad ; n = 2, 4,$$

This problem will be solved in two steps. In the first part the partial differential equation of the plate $\triangle \triangle w_I = o$ will be solved for an infinitely long plate in all directions. Since this solution fulfills only the boundary conditions at the hole perimeter, a solution w_{II} is to be attained in the second step to fulfil the equation $\triangle \triangle w_{II} = o$ and to satisfy in combination with w_I the boundary conditions at both external and internal edges of the plate.

In the following, two particular cases will be investigated, namely these for $n = 2$ and $n = 4$ in equation (11).

a) *Case where acting moments and forces have the form:*

$$(M_r)_{r = b} = m_2 \cos 2 \varphi$$

and

$$(\bar{Q}_r)_{r = b} = q_2 \cos 2 \varphi \quad (12)$$

Step 1.—Choosing a solution for the plate equation $\triangle \triangle w_I = o$ in the form:

$$w_I = A_1 (\cos 2 \varphi - 1) + B_1 . \frac{1}{r^2} . \cos 2 \varphi \quad (13)$$

w_I is assumed to be a solution of an imagined infinitely long plate in all directions. The constants A_1 and B_1 are to be so determined to satisfy the hole boundary conditions at r=b:

$$M_{r\,(r = b)} = M_{given} \quad \text{and} \quad \bar{Q}_{r\,(r=b)} = \bar{Q}_{given}$$

$$\cosh \frac{\pi y}{2a} \simeq 1 + \tfrac{1}{2} \left(\frac{\pi y}{2a} \right)^2$$

and (7)

$$\cos \frac{\pi x}{2a} \simeq 1 - \tfrac{1}{2} \left(\frac{\pi x}{2a} \right)^2$$

and expression (4) for the deflection can then be represented at the circumference of the hole in the form :

$$w_{(r=b)} = K_o \left[\tfrac{1}{2} \log_e \frac{\tfrac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2a} \right)^2 (x^2 + y^2)}{2} \right]$$

or in polar coordinates (r, φ) with

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$w_{(r=b)} = K_o \cdot \tfrac{1}{2} \log_e \left(\frac{\pi r}{4a} \right)^2$$

$$= K_o \cdot \log_e \frac{\pi r}{4a} \qquad (8)$$

with the derivatives :

$$\left(\frac{\delta w}{\delta r} \right)_{r=b} = \frac{K_o}{r}$$

$$\left(\frac{\delta w}{\delta r^2} \right)_{r=b} = - \frac{K_o}{r^2}$$

$$\triangle w = \frac{\delta^2 w}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\delta w}{\delta r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\delta^2 w}{\delta \varphi^2} = o$$

it is clear that the expression (8) fulfils the boundary conditions (3b) : that the hole is free of vertical forces :

$$\bar{Q}_{(r=b)} = - B \left[\frac{\delta}{\delta r} (\triangle w) + (1-D) \cdot \frac{1}{r} \frac{\delta^2}{\delta \varphi^2} \left(\frac{\delta}{\delta r} \frac{w}{r} \right) \right] = o$$

where B = flexural rigidity of the plate

$$= \frac{E I}{1 - \gamma^2}$$

and γ = Poissons ratio

In order to evaluate constant K_o , The radial bending at the boundary of the hole

$$M_r = - B \left(\frac{\delta^2 w}{\delta r^2} + \gamma \left\{ \frac{1}{r} \cdot \frac{\delta w}{\delta r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\delta^2 w}{\delta \varphi^2} \right\} \right)$$

should be equal to the external moment M_o or :

$$B \cdot K_o \cdot \frac{1 - \gamma}{b^2} = M_o$$

$$\text{thus} \qquad K_o = \frac{M_o \cdot b^2}{B (1 - \gamma^2)} \qquad (9)$$

Introducing this value in expression (4), the required deflection surface of the plate becomes

$$w = \frac{M_o \cdot b^2}{2 (1 - \gamma) B} \cdot \log_e \left[\frac{\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2a}}{\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2a}} \right] \qquad (10)$$

The solution is thus attained in a direct simple for which is much convenient than if it is expressed in a series form.

The internal forces in plate can be thus determined as follows :

Bending moments :

$$M_x = - B \left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \gamma \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} \right)$$

$$= - B K_o \left[\frac{\pi^2}{8 a^2} (1-\gamma) \left(\frac{\cos \frac{\pi x}{2a} - \cosh \frac{\pi y}{2a} - 1}{\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2a}} \right)^2 \right.$$

$$\text{and} \quad \triangle w = \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} = 0 \qquad (2b)$$

and at the hole perimeter $r = b$:

The radial bending moment

$$M_r = M_o \qquad (3a)$$

and the edge vertical forces

$$\overline{Q}_r = Q_r + \frac{L}{r}\frac{\delta M_r\Phi}{\delta \Phi} \qquad (3b)$$

where Q_r = radial shearing force and $M_r\Phi$ = twisting moment choosing an expression for the deflection surface in the form :

$$w = K_o \,.\, \log_e \frac{\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2b}}{\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2a}} \qquad (4)$$

in which K_o is a constant.

By differentiation, the successive derivatives of the expression are obtained :

$$\frac{\delta w}{dx} = \frac{K_o}{2} \left[\frac{\pi}{2a} \left(\frac{\sin \frac{\pi x}{2a}}{\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2a}} + \frac{\sin \frac{\pi x}{2a}}{\cosh \frac{\pi y}{2a} + \cos \frac{\pi x}{2a}} \right) \right]$$

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{K_o}{2} \left[\left(\frac{\pi}{2a}\right)^2 \left\{ \frac{\cos \frac{\pi x}{2a} \cosh \frac{\pi y}{2a} - 1}{(\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2a})^2} + \frac{\cos \frac{\pi x}{2a} \cosh \frac{\pi y}{2a} + 1}{(\cosh \frac{\pi y}{2a} + \cos \frac{\pi x}{2a})^2} \right\} \right] \qquad (5)$$

with respect to x, and

$$\frac{\delta w}{\delta y} = \frac{K_o}{2} \left[\frac{\pi}{2a} \left(\frac{\sinh \frac{\pi y}{2a}}{\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2a}} - \frac{\sinh \frac{\pi y}{2a}}{\cosh \frac{\pi y}{2a} + \cos \frac{\pi x}{2a}} \right) \right]$$

$$\frac{\delta^2 w}{\delta y^2} = \frac{K_o}{2} \left[\left(\frac{\pi}{2a}\right)^2 \left\{ \frac{1 - \cos \frac{\pi x}{2a} \cosh \frac{\pi y}{2a}}{(\cosh \frac{\pi y}{2a} - \cos \frac{\pi x}{2a})^2} - \frac{1 + \cos \frac{\pi x}{2a} \cosh \frac{\pi y}{2a}}{(\cosh \frac{\pi y}{2a} + \cos \frac{\pi x}{2a})^2} \right\} \right] \qquad (6)$$

with respect to y.

Adding (5) and (6) then :

$$\triangle w = \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} = 0$$

Thus, expression (4) satisfies exactly both the partial differential equation of the plate $\triangle \triangle w = 0$ and the edge condition $\triangle w = 0$. Moreover, it is clear that for $x = \pm a$, i.e. along the supported edges of the plate, the expression, for which the logarithm is to be taken in (4) becomes equal to unity.

Hence the boundary condition (2a) that $w = 0$ at the supported edges is also fulfilled.

To examine the boundary conditions at the perimeter of the central circular hole, its diameter 2b is considered to be small compared with the breadth of the plate strip 2a. Thus at the hole perimeter points, the ratios and

$\frac{x}{a}$ and $\frac{y}{a}$ are small.

Due to this we can write :

In some particular cases, a solution can however be found in which, right from the beginning, fundamental functions are introduced which automatically fulfil the external edge conditions. In the first part of this paper such a treatment is applied to a simply supported long rectangular plate strip with a central small circular hole subjected to uniform radial moment acting on the perifery of the hole.

The problem of action of bending moments combined with shearing forces on the edge of the hole in general as o function $f(\Phi)$ variable along the circumference of the hole is theoretically investigated in the second part of this paper. Beside the case where such forces may directly happen on the perimeter, the solution of this problem is an important step which could be adopted to attain solutions for the strip plate with central hole under other cases of loadings. This can be done by the iteration method under principle of superposition. In other words, the plate with a hole, can be assumed for example in the first step of solution as a full plate without holes under the effect of the external loads. The results obtained from this step should be corrctd in a second step considering the effect of the hole. In this step, balancing moments and shearing forces are considered acting on the perimeter of the hole in an unloaded plate.

II. The freely supported rectangular plate sttip subjected to a uniform radial bending moment at the perifery of a central small circular hole:

The plate strip shown in figure 1 is freely supported along its longer sides $x = \pm a$ and extends in the direction $\pm y$ to infinity. The diameter of the hole (2 b) is assumed to be small with respect to the breadth of the strip (2 a). The external uniform radial moment acting along the hole is of the value :

$$M_{r\,(r=b)} = M_o = \text{Constant.}$$

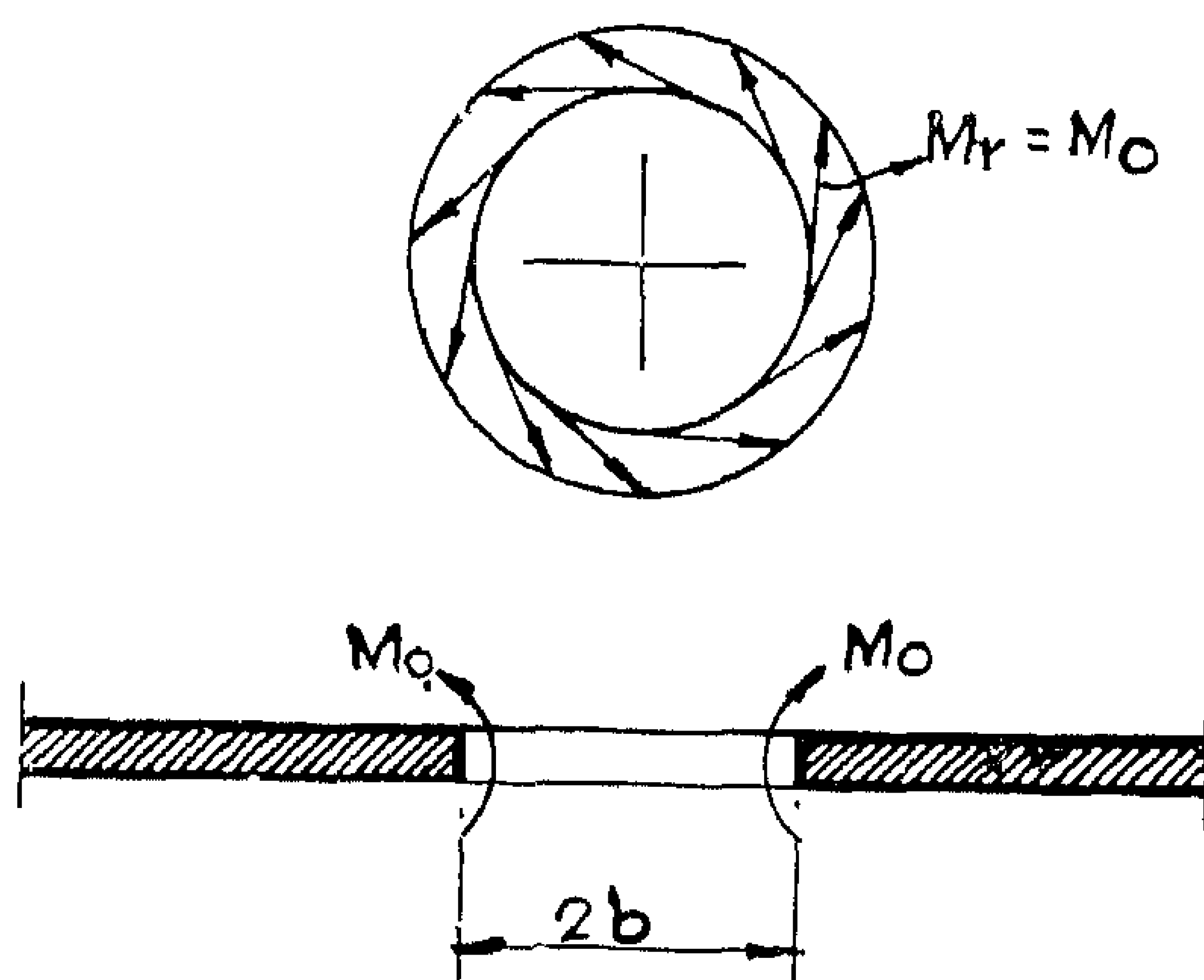
For partial differential equations of the plate in this case

$$\Delta \Delta w = o$$

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = 0 \qquad (1)$$

the following boundary conditions should be fulfilled : at external edge $x = \pm a$:

$$\text{deflection } w = o \qquad (2a)$$



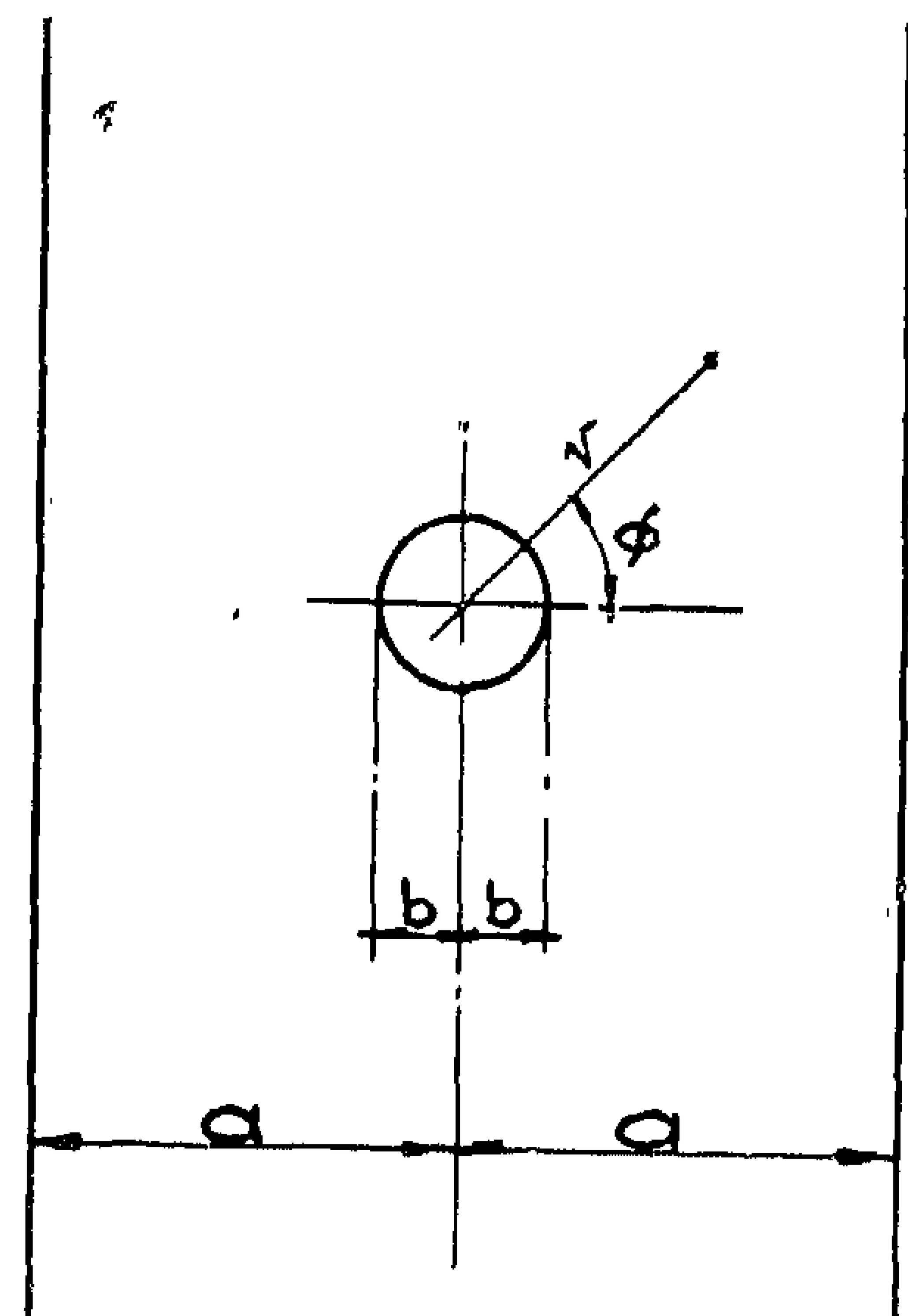


Fig. (1)

CONTRIBUTION TO THE LONG-RECTANGULAR PLATE STRIP WITH CENTRAL SMALL CIRCULAR HOLE UNDER EDGE MOMENTS AND LATERAL EDGE FORCES AT THE PERIFERY OF THE HOLE

By

Dr. MOHAMED M. EL-HASHIMY
Dr. Sc. Techn.
Assist. Professor of Reinforced Concrete,
Faculty of Engineering, Assiut University.

I. Introduction.

Most of the problems concerning plates with holes or openings are mathematically complicated to be solved except in a crude way. The difficulty of the problem is mainly in fulfilling the boundary conditions both at the external edges of the plate and also at the internal perimeters of the holes and openings.

Some plate problems which seemed to be unsolvable when using the formal cartesian or polar coordinate systems could be solved if a convenient system of conformal mapping, suitable for both external and internal edges of the plate is applied. An example of such a problem is the case of eccentric circular ring plate. Using the bipolar coordinates system, the exact solution has been attained for some particular cases of the boundary conditions such as total fixation at the edges.[1]

However, there are cases in which a solution in such a way is unavailable, or where the use of conformal mapping leads to very complicated unpractical investigations. The rectangular plate with central circular hole has been treated with the help of polar coordinates system.[2] The boundary conditions were exactly fulfilled at the hole perimeter and approximately satisfied at the external edges of the plate. The solution of the plate differential partial equation was expressed in the form of trignometric series. To a most satisfactory extent, the sum of the squares of the resulting deviations in the boundary conditions at the external edges had to be a minimum. Increasing the terms of the series, a better approximation can be attained. However, since the external edge of the plate does not coincide with any of the polar coordinate lines used, the procedure gets more tedious. Further, another method to simplify the calculations is to satisfy the boundary conditions at a finite number of points along the external plate edge. However, if the length of the plate increases with respect to the breadth, a greater number of points is generally required. Consequently the amount of work involved in a case of an infinitely long plate enormously increases.

---

[1] El-Hashimy, Die totale eingespannte exzentrische Kreisringplatte, Ausgewählte Platten probleme. Verlag Leemann, Zürich 1956.

[2] El-Hashimy, Die rechteckige Platte mit zentrischer kreisförmiger Aussparung. Ausgewählte Platten probleme. Verlag Leemann, Zürich 1956.

ASTM, San Francisco, October 1949.

7. *Wernimont, G.*
Precision and accuracy of test methods. Symposium on application of statistics. ASTM, San Francisco, October 1949.

8. *Youden, W. J. & Cameron, J. M.*
Use of statistics to determine precision of test methods. Symposium on application of statistics. ASTM, San Francisco, October 1949.

9. *Abdun-Nur, E. A.*
How good is good enough. 1961 convention of the ACI, St. Louis, Mo.

* * *

PARTS TWO AND THREE TO BE

CONTINUED NEXT ISSUE

(OCTOBER 1962)

consolidated well beyond the standard requirement.

f. Other miscelloneous causes come under the general classification of carelessness in the curing and testing procedures, that result in false strengths.

g. A perhaps not too frequent factor that may affect the validity of final test result analysis is the overly conscientious inspector who thinks that because there is reinforcing in the structure, he should put some in the test specimen. Inasmuch as the general testing practice is not to break test specimens completely down during testing, this frequently goes undetected.

h. And last but not least, is the analysis of data or evaluation of the coefficient of variation without covering a complete cycle of the variables that may be operating on a particular project. This provides a lower apparent coefficient than actually is the case.

6) Further Statistical Tests:

In the above chapter it was stated that the main object of the experiment is to test the hypothesis that the population mean is equal to a certain specified value. Further statistical tests are recommended. These tests are more or less of accademic interest.

The writer wishes to express his keen interest in encouraging the application of these tests together with the previous one in the study of the effect of the different factors influencing the strength of concrete. Among these tests are the normality, homogeneity and consistency tests. Hypothesis testing of specified value of σ (the standard deviation of the population mean can also be derived.

7) The Application of the theory of Statistics:

The application of the theory of statistics on concrete testing offers a better understanding of the nature of the problem. Within todays' knowledge, it does not give a complete solution. However, further investigations may make such a solution possible.

REFERENCES

1. *Brunk, H. D.*

   An introduction to mathematical statistics. Ginn and Company, New York, 1960.

2. *Sheffé, H.*

   The analysis of variance. John Wiley, New York, 1959.

3. *Lindgren, B. W. & McElrath.*

   Introduction to probability and statistics. The Macmillan Company, New York, 1959.

4. *Bowker, A. H. & Lieberman, G. J.* Engineering statistics. Prentice-Hall, Inc. N.J., 1959.

5. *ACI Committee 214.*

   Proposed recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete. Journal of the ACI, December 1956, No. 6—Vol. 28.

6. *Grant, E. L.*

   The economic relationship between design and acceptance specifications. Symposium on application of statistics.

meters are most critical and representative can only be obtained from a large number of studies and investigations as well as to-day's experience. Again, the standard deviation and the sample mean seem to be the most critical. If sufficint data is available for every common practice and proportions values of the standard deviation can be determined and used.

A very interesting parameter may be the median rather than the mean in describing central tendencies. The median smoothes out whatever unusual values existing in the results.

5) The Method of Sampling:

The method of sampling affects to a great extent the choice of the appropriate statistical analysis. It is usual to consider the test specimens as a random sample from the bulk of the concrete mass. It should be well understood that certain requirements should be fulfilled to consider any sample as being random. The following are among the most important factors which summarize some of the defects in sampling practices of concrete testing:

a. The most common factor and most frequent in occurrence is that the sampling program is not such as to represent the variations in the universe being tested. Where 1 or 2 % of the universe is sampled, the samples are likely to come out from the area of highest frequency density peak of the curve) and therefore reflect the strengths in the vicinity of the average rather than the whole universe. Sampling for statistical analysis is a science that few engineers have taken the time to delve deeply into. Special sampling programs are frequently needed to reflect the variations in the whole universe.

b. The next most prevalent factor is selective sampling, as against random sampling which is so essential for realistic statistical appraisal. This, in many instances, is not intentional on the part of the inspector, but is a subconscious action, particulorly if the inspector knows good concrete when he sees it.

c. Another factor that has been observed in the field with amazing frequency, is the result of laziness on the part of the inspector, who makes several test specimens sets out of one batch, instead of out of separate batches at different times during the day—simply to get by with one "mess" and avoid the repeated messes needed to do the job properly. The result is the smaller within batch variations taken for the intended larger between batch variations.

d. Still another element is that the making of test specimens is increasingly being relegated to a laborer from the contractor's crew (who knows little about standards and methods), rather than to a trained inspector.

e. An important influence is the psychological, perhaps subconscious, desire of the inspector to prove that the concrete on his job is of the best. This shows up in observed instances where the sample is taken, and then additional water is permitted to be added before the concrete is deposited in the forms ; or cement is added to the sample; or what has been observed in the majority of test specimen making in the field, increased number of strokes of the tamping rod (over the 25 strokes in the Standard Specifications), followed by tapping the outside of the mold with the rod to make sure that the concrete is

IV. - CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The above discussion covers the whole role which statistical analysis can achieve in the concrete testing. The following conclusions and recommendations summarize the most important results of these discussions:

1) Significance of Test Results:

The difference between the sample mean and the population mean should be well understood. The objectives of the test performing is not to definitely determine the population mean but rather to find whether the test results reject the possibility that this mean has a certain value at a specified significance level.

If an individual test specimen fails to give the required mean strength, or if a sample fails to confirm certain stnadards, there is always the possibility that the chance factor may have had sufficiently large influence so as to give an erratic unexpected and non-depresentative result.

The writer would recommend in such case the repetition of the sampling and the test process. If again the result rejects the hypothesis that the population has a specified value, then one would reject the concrete design and/or manufacture. Although the chance factor may play a considerable part in the repeated test, yet the coincidence that both tests reject the hypothesis is always associated by a practically zero probability.

2) Recommended Number of Test Specimens:

In the application of the statistical theory, a large sample is always recommended. The writer feels that 3 cylinders or cubes is a very small number in a specified cell. *Five test specimens seem to be more reasonable. A total number of the tested specimens should be around 30.*

3) The Effect of the Range:

The wide variety of the results indicates a large standard deviation and thus more probable weak cores are expected in the structure. A quality control characteristic is to use uniform proportioning in all the batches, and adequate mixing process, a well designed process of handling and pouring and a good experience in tamping. The last two do not affect the test results but they may be of such an influence as to afect the resistance of the structure to a large extent. Since the range does not specify exactly the amount of dispersion (because it depends on individual values), it is recommended that the standard deviation concept should be used in the analysis. It is beyond the scope of this paper to discuss the effect of the dispersion of the concrete strength on the resistance of the structure, yet it seems to be an intersting point of rsearch for further investigation.

4) The Standard Specifications:

In the light of the mathematical model developed earlier, most of the present standard specifications are far away from describing appropriate criterion for the design of concrete mixtures.

The condition should not be imposed upon individual quantities such as the lowest value and the range. The writer strongly recommends the use of bulk values describing the general pattern of the conorete distribution. The decision of what values or para-

Table (2).—Values of t

No. of Samples minus I	Percentage of tests falling within the limits $\bar{x} \pm t\sigma$							
	50	60	70	80	90	95	98	99
	Chances of falling below lower limit							
	2.5 in 10	2 in 10	1.5 in 10	1 in 10	1 in 20	1 in 40	1 in 100	1 in 200
1	1.000	1.376	1.963	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	0.816	1.061	1.386	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925
3	0.765	0.978	1.250	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	0.741	0.941	1.190	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	0.727	0.920	1.156	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	0.718	0.906	1.134	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	0.711	0.896	1.119	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	0.706	0.889	1.108	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	0.703	0.883	1.100	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	0.700	0.879	1.093	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
15	0.691	0.866	1.074	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
20	0.687	0.860	1.064	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
25	0.684	0.856	1.058	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787
30	0.683	0.854	1.055	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750
∞	0.614	0.842	1.036	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576

that should be checked. One of the most important characteristics of the mixture would be the amount of variation in the readings which can be expressed in the well known parameter *"the standard deviation". This agrees with our discussion of the normal distribution namely the dependence of this distribution on two parameters* μ *and* σ.

Therefore, the writer is of opinion from the pragmatic standpoint that any standard specifications should impose certain conditions or requirements on both the mean value of the breaking strength and the standard deviation of the concrete mixture. Previous specifications insisted as shown above that the difference between the sample mean and any reading should be within $\pm$ 10% or $\pm$ 15 %.

The ASTM suggested the use of a simple formula which may have a more or less theoretical basis to correlate the *"within test standard deviation* σ_1" to the "average range of groups of companion specimens R-."

$$\sigma_1 = \frac{1}{d_2} R^-$$

where $1/d_2$ is a constant depending upon the number of cylinders in each group.

*Table (1).—Factors for Computing "Within Test Standard Deviation.**

Number of specimens	d_2	$1/d_2$
2	1.128	0.8865
3	1.693	0.5907
4	2.059	0.4857
5	2.326	0.4299
6	2.534	0.3946
7	2.704	0.3698
8	2.847	0.3512
9	2.970	0.3367
10	3.078	0.3249

*From table B2, "Manual on Quality Control of Materials", ASTM Special Technical Publication No. 15-C.

Here the statistical analysis is more involved than the simple consideration included herein.

The choice of the significance level depends to a large extent on the importance of the structure. The ACI committee suggested that a reasonable quality control of the structural concrete would be provided if the probability of any test falling below f'_c used in design is no greater than 0.10. Greater probability of low-strength specimens is allowable in other classes of concrete (table 5), but the final criterion adopted is obviously a matter for the designer's decision based on his intimate knowledge of the conditions that are likely to prevail.

To satisfy strength performance requirements expressed in this fashion the average strength of concrete, must be in excess of the design strength specified f'_c. The degree of excess strength depending on the expected uniformity of concrete production and the allowable proportion of low tests. The required average strength f_{cr} for any design can be computed as follows :

$$f_{cr} = \frac{f'_c}{1 - tV}$$

where :

f_{cr} = required average strength.

f'_c = design strength specified.

t = a constant depending upon the proportion of tests that may fall below f'_c and the number of samples used to establish V (Table 2).

V = forecasted value of the coefficient of variation expressed as a fraction.

impossible to manufacture a concrete mixture with every 0.1cubic foot satisfying the specified standard requirements. It is more appropriate to look to the problem within the mathematical (statistical) model which was derived in the preceding chapter. In other words, the compressive strength will have a distribution.

It is obvious that NONE *of the above standard requirements was adapted to take into consideration what the chance factor may bring, i.e. unusual high or low values.*

If the normal distribution can accepted or rather adapted to express the distribution of concrete strength, then another standard should be put foreword for testing concrete. *In the present study as well as in some previous papers, the normal distribution was found to be suitable within practical limits.*

First, one should specify a certain significance level, e.g. 5 %. Then the experiment of sampling certain specimen from the population (which in this case is the whole concrete mass) is performed. The sample results (standard deviation and the mean, i.e. the two parameters are checked within the specified significance level). In other words, one makes the hypothesis that the population has a certain mean. The object of the experiment (the sampling process and the breaking of the test specimens) is to test this hypothesis and to find out whether the outcomes of the experiments (the readings) reject this hypothesis or fail to reject it.

Numerical Example:

The results of a compressive strength test are as follows :

3,500 - 4,000 - 2,000 - 4,200 - 3,700 - 3,600 psi

$$\bar{x} = 3500 \text{ psi}$$

$$S^2 = 0 + (500)^2 + (1500)^2 + (700)^2 + (200)^2 + (100)^2$$

$$= 304 \times 10^4$$

$$\therefore \; S = 1745 \text{ psi}$$

$$\& \; \frac{S}{\sqrt{n}} = \frac{1745}{\sqrt{6}} = 712$$

$$\Pr\left[-1.96 < \frac{\bar{x} - \mu}{712} < +1.96\right] = 0.95$$

$$H : \mu = 3{,}000$$

$$\frac{3500 - 3000}{712} = \frac{500}{712} = 0.7$$

which lies between $\pm$ 1.96.

$\therefore$ The result of the test cannot reject the hypothesis that μ = 3,000.

This is inspite of the fact that one of the test specimens gave a low value of 2,000 psi, and the fact that the sample standard deviation is high.

One can look to the problem from another side. By specifying significance level, we can find out a confidence interval for the population mean. In the same above example we set :

$$\Pr\left[-1.96 < \frac{\bar{x} - \mu}{712} < +1.96\right] = 0.95$$

$$-1.96 < \frac{3500 - \mu}{712} < +1.96$$

$$3500 + 712 \times 1.96 > \mu > 3500 - 1.96 \times 712$$

$$4900 > \mu > 2100$$

i.e. it reject at this significance level that μ is larger than 4900 psi or less than 2100 psi.

The above example shows the uncertainty rather than the certainty of the investigator. The wide range in which μ can fall according to the sample results, emphasizes the need of a more flexible strength requirements and the fact that inflexible requirements are unrealistic and controls the pattern of results rather than individual values is the most appropriate basis for both specifications and the general assessment of results.

It is obvious, from this example, that the mean of the sample is not the only parameter

III

APPLICATION OF THE STATISTICAL THEORY TO DRIVE DESIGN CRITERIA

Most of the standard specifications impose certain requirements to consider a certain concrete mixture suitable for a specified strength. The main requirement is the fulfilment of the results of the compression test to certain standards. The summary of most of what the present standard specifications specify are in the following paragraphs :

(1) *The average of all the strength tests, as well as the average of any five consecutive strength tests, shall be equal to or greater than 3,000 psi, and not more than one test in ten shall have an average value less than 90 % of the specified strength.*

(2) *Not more than one test in ten shall have an average strength less than 3,000 psi, and the average of any three consecutive tests shall not be less than 3,000 psi.*

(3) *All concrete shall be 3,000 psi compressive strength at the end of 28 days.*

(4) *The proportions of cement, fine aggregate, coarse aggregate, and water will be determined beforehand, so as to produce a workable, plastic concrete having a minimum compressive strength of not less than 3,000 psi at the age of 28 days.*

(5) *The concrete shall have a minimum cement content of 6.5 bags per cubic yard and an anticipated compressive strength of 3,000 psi at 28 days.*

(6) *Concrete shall be proportioned to secure a minimum compressive strength of 3,000 psi at 28 days.*

(7) *The engineer shall determine from laboratory tests the proportions that will produce workable concrete having a compressive strength at 28 days of not less than 3,000 psi.*

(8) *The minimum compressive strength at 28 days shall be 3,000 psi.*

(9) *Concrete shall have a compressive strength at 28 days of 3,000 psi or more.*

(10) *The compressiv estrength of concrete shall be a minimum of 3,000 psi at 28 days.*

(11) *Concrete proportioned in accordance with these specifications may be expected to develop 3,000 psi minimum compressive strength at 28 days.*

It is true that other requirements such as size of aggregate, water-cement ratio, slump, in some cases cement contents, and other details are usually specified and are important factors in the quality of the concrete, but these do not seem to cause the confusion, during construction, that is experienced from the usually short sentence expressing the strength requirement.

The main object of the above quotations is *to ensure a certain mean compressive strength of the concrete.* The writer and many others, however, believe that it is more appropriate to solve the problem in the light of the statistical theory. It is obvious how the luck or chance factor enters to a large extent in the choice of the sample test specimens for performing the tests. It is almost

The above discussion shows that the probability density function (the normal distribution curve) of the concrete mixtures may be extended to the left. To what extent, this is very hard to tell. One may specify a certain lower limit, but we must bear in mind that test results of even high quality concrete mixtures may include one or two unusually low values. Although in many papers and references the probability space was considered to fall with a range of $\mu \pm 3\sigma$, yet it should be emphasized that a considerable (although small) probability exists to the left of this range

The above discussion is not based upon the theoretical shape of the normal distribution curve, but on the experience and the findings of the writer and other workers.

The upper limit of the distribution curve is also subject to discussion. It is reasonable due to the physical nature of the problem that there is an upper limit to the strength of concrete. No matter what quality of aggregaes, cement, cement content, water content, mixing procedures, handling, pouring, compacting and curing may be applied, yet the strength of the concrete mixture cannot exceed an uppre limit. In some references this limit is considered to be 7,500 psi. This value should be an upper bound to the probability curve. It is not likely to reach it but again a very small probability can be assigned to such a large value.

Summarizing the above discussions one should expect the distribution curve of the concrete strength to be rather extended to the left and bounded to the right by the 7500 psi value. The curve will therefore lose its similarity about the mean, i.e. the distribution is not normal in the exact theoretical sense of the word, but will be skewed towards the left. However, for computation purposes the ordinary normal distribution is usually used and bounds are to be assigned according to the significance level required. This significance level allows for both unusual small values of (f) which may be caused by the gathering of impurities or any other purpose and unusual high values which may or may not exist in the test results.

Again, another factor which may cause exceptionally high or low values is the size of the concrete test specimen. According to most standard specifications, a small percentage of 10 % of the aggregates are allowed to have a larger size than the nominal maximum size. By chance again, if the test specimen tested is small enough and the aggregates in it, happen to be larger enough and in the most favourable position under the loading machine, a higher breaking load may be observed. If the same aggregates existed in a larger test specimen, a smaller value would have been observed. *There is no limit to the many possibilities that may happen once the chance factor is considered.* This chance factor cannot in any way be controlled except by a careful standardization of the test process and by an adequate statistical study.

In chapter (I) it was stated that to specify completely a normal distribution one has to know two parameters : the mean of the population μ and the standard deviation σ, in our case the mean of the random variable (f) specifying the strength of concrete and its standard deviation. This can be done only by performing a number of experiments. The normal distribution curve for concrete mixtures may have different shapes depending on the degree of control or uniformity obtained. The scatter is measured by the standard deviation σ or the variance. A dimensionless form of the standard deviation is obtained by introducing another coefficient called the coefficient of variation V defined as follows :

$$\textit{Coefficient of Variation} = \frac{\sigma}{\bar{x}} \times 100$$

It is to be noted that both the upper and lower ends of the normal distribution curve are asymptotic and, therefore for any given probability space under consideration for a particular concrete, there is no minimum or maximum (statistically speaking), even though these may be physical limitations that define these extremes. As a result, it may be said that from a theoretical point of view it is not possible to attain a minimum of 3,000 psi or any other minimum strength. More precisely, 100 % of the probability space or universe in question cannot be above a given minimum. *The proper wording would be to assign a small probability (no matter how small) to the minimum value which one can specify, i.e. the probability that (f) $\leqslant$ 3,000 psi should be less than 0.001 e.g.*

Here arises one of the most interesting questions in statistics and that is the *meaning of probability.* Is it subjective or just something to specify the frequency of occurrence ? In our situation it does not matter which meaning one considers. One should emphasize that such a small probability which is assigned to the smaller values explains the occurrence of such values in the tests. This does not mean that the concrete is not well controlled but it is rather something in the process of the manufacture, e.g. in the quality control of a textile machine one does not expect that all yards produced by a specific machine are all faultless.

It is very hard to control completely the quality of the aggregates. The writer recalls one of his most interesting experiences when to his astonishment, found that one of the test cubes was already broken before loading, i.e. *the breaking load was practically zero.* By inspection, a date's stone was found. The cause of this failure may be the probable swelling of the date's stone due to water absorption. This can happen anytime. A worker may eat dates anytime. Other harmful impurities may be found in very small quantities in the aggregates. By chance its percentage may be increased in a certain test specimen and thus reduces the breaking load of this specific test specimen although its occurrence with a small percentage in the aggregate may not affect the bulk of the concrete mixture.

No matter what sort of control one can attain, still there is always some events (in the statistical sense) which may happen and cause harmful effects, i.e. there is always the possibility that one of the test specimens will have a very small breaking load. In other words, the presence of such results is *not at all* sufficient to judge the concrete quality. It is a fact that the probability of the occurrence of such events may be very small but still it exists.

loading the higher the apparents trength. The dimensions of molded test specimens should be measured to the nearest 0.01 in. Specimens that are obviously defective should be disregarded, as the results are not indicative of the strength of the concrete represented by the specimens.

(C) THE MATHEMATICAL MODEL OF THE SITUATION

In the preceding paragraph, the effect of the different factors influencing the strength of concrete were discussed. It has been observed in many concrete tests that what we call the strength of a concrete mixture prescribes a range of values rather than one single value. In other words if a number of test specimens were tested, one does not expect that the breaking load will be exactly the same for each specimen, but as experience shows differences which might be large or small do exist.

In each experiment a probability space will be induced. This probability space includes all the possible values or outcomes of the experiment performed, which in this case, will be the compression test. The random variable which induces this probability space is the breaking load or the compressive strength of the concrete mixture will be a random variable which induces a probability space. To specify accurately this probability space one needs the distribution of this random variable. This can be done by performing a large number of experiments and by analysing the data by the different methods stated in the preceding chapter, a reasonable approximation can be deduced.

It was found in this situation—as in many other physical problems—that the random variable (f) specifying the strength of concrete has approximately a normal distribution of the form shown on fig. (3).

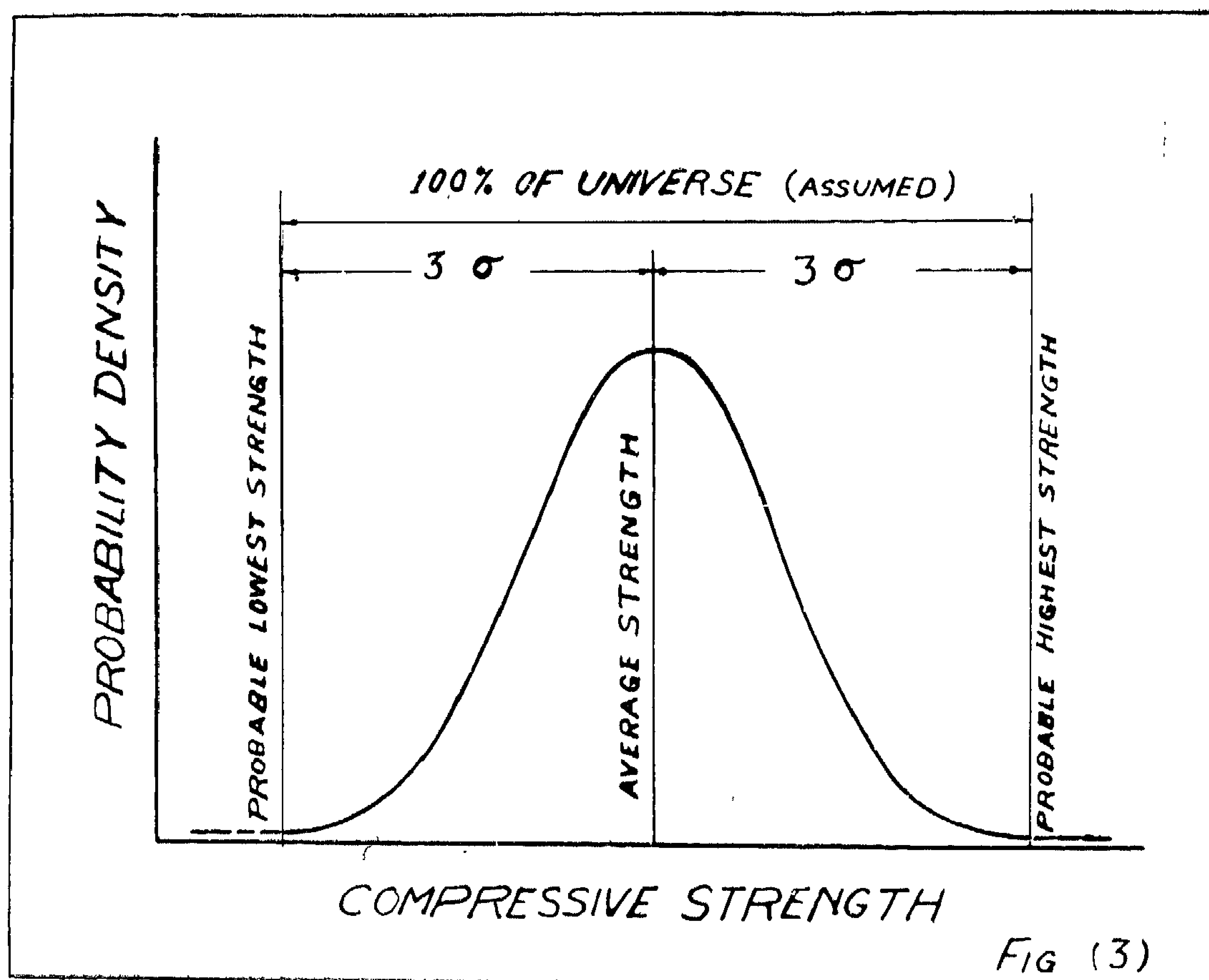


FIG (3)

e) *Use of admixtures which presents* additional problems in maintaining uniformity of strength since each admixture adds another variable to concrete. Accelerators, retarders, air-entraining agents, etc., should be controlled. Allowance should also be made for their influence on the strength.

(f) *Variations in transporting, placing and compaction:* These variables affects the uniformity of the strength. For example hand mixing is a poor practice if a concrete of high uniformity is required. On the other hand machine mixing proved to produce more uniform mixture. Transporting, placing and compaction have a large effect on the final strength of the structures, i.e. upon the uniformity of the different elements.

g) *Curing* of concrete which is an exceedingly important factor in the manufacture of concrete. Concrete gains strength most rapidly at the early ages, so that the greatest benefit from curing is secured during this period. *Even the use of the best materials in correct proportions and with good workmanship will not assure high-quality concrete if it is allowed to dry out at an early age.*

2) Testing Methods :

Concrete tests may or may not include all variations in the strength of concrete in place depending on the method of sampling. *Discrepancies in sampling, fabrication, curing, and testing of specimens may indicate variations in strength which do not exist in the concrete in place.* Good testing methods will reduce these voriations and standard testing procedures should be established and followed. The discrepancies in testing methods can be attributed to the following causes :

a) *Inconsistent sampling procedures.*

If a statistical analysis is being used to analize the data, a specific method of sampling will be required as a random sample..., etc. Again the samples and the results of the analysis will only indicate the variations in the strength due to the factors that already affected the concrete test specimens.

b) *Non-uniform fabrication techniques :*

such as the amount of compaction, excessive handling of sample, care of fresh test specimens..., etc.

c) *Change in curing.*

Standard-cured specimens indicate the potential strength of the concrete; they are made to check the adequacy of mix proportions or as the basis for acceptance of the concrete. Field-cured specimens indicate the degree to which strength is affected by the actual conditions of temperature and moisture.

d) *Poor testing procedures.*

The moisture content of a concrete specimen at the time of test has an important influence on the observed strength. *Under similar conditions of preliminary curing, a compression specimen will exhibit an apparent strength as much as 25 % higher when tested dry than when tested damp.*

Specimens to be tested damp should be covered with damp burlap up to the time of actual placement in the machine ; even an hour's exposure of a test specimen to the laboratory air has been found to increase the apparent strength about 10 %. The rate of loading has some influence on the apparent strength of a specimen ; the faster the

II

THE APPLICATION OF STATISTICAL ANALYSIS ON CONCRETE TESTING

(A) GENERAL

The primary function of field concrete tests is to insure production of uniform con-concrete of a desired strength and quality. Concrete is subjected to numerous variables being a hardened mass of heterogeneous materials. In addition to the variations which exist in concrete itself, strength variations will also be introduced in fabrication, testing and care of test specimens. Proper control is achieved by the use of satisfactory materials, properly mixing them into economical concrete of desired quality, and good practices in transporting, placing, curing, and protecting the fresh concrete.

Statistical methods have not been used to any great extent in the design and construction of concrete structures, except by large construction agencies. These methods provide tool of considerable value in assessing results of strength tests and such information is also of value in refining design criteria and specifications.

The following discussion will be limited to *compression tests* but the statistical methods presented can also be applied to other tests of concrete. The following paragraphs discussed briefly variations that occur in the strength of concrete, presents statistical methods which are useful in the interpretation of these variations and offers criteria that can be used to establish specifications and maintain as far as possible the uniformity of the concrete mixture.

(B) SOURCES OF STRENGTH VARIATIONS

The magnitude of variations in the strength of concrete test specimens depends upon how well the *materials,* concrete *manufacture* and tests are controlled. Differences can be traced to two fundamentally different sources :

1) Properties of Concrete:

a) Strength of concrete is governed to a large extent by the *water-cement ratio.* The first criterion for producing concrete of uniform strength, therefore, is a uniform water-cement ratio. The quantity of cement can be measured accurately, the problem thus is reduced to mere control of the water content. This problem is aggravated because of the variable quantity of free moisture in aggregates.

b) *Variation in characteristics and properties of ingredients :* The uniformity of concrete can be no better than the uniformity of concrete aggregates, cement, and admixtures used.

c) *The temperature of fresh concrete* influences its water-cement ration for a given consistency and consequently contributes to strength variation.

d) *Constrction practices* may cause variations in strength due to inadequate mixing, poor compaction, delays, and improper curing.

i.—Standard Deviations Known

If the populations have unknown means μ_1 and μ_2 and known standard deviations σ_1 and σ_2, then an approximate statistic for use in testing the Hypothesis $H_o : \mu_1 = \mu_2$ against the alternative $\mu_1 \neq \mu_2$ is :

$$z = (\bar{x}_1 - \bar{x}_2) / \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}} \ldots\ldots (A)$$

where n_1, n_2 are the sample sizes, $\bar{x}_1$, $\bar{x}_2$ are the sample means. To prove this, since $\bar{x}_1$, $\bar{x}_2$ are independent

$$V(\bar{x}_1 - \bar{x}_2) = V(\bar{x}_1) + V(\bar{x}_2)$$

$$= \frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}$$

If H_o is true then :

$$E(\bar{x}_1 - \bar{x}_2) = o$$

∴ The above statistic (A) has mean o and standard deviation 1. Both $\bar{x}_1$ and $\bar{x}_2$ are approximately normally distributed for large n_1 and n_2 according to the Centeral Limit Theorem ; It can be shown that their difference is also approximately normally distributed and therefore

$$(\bar{x}_1 - \bar{x}_2) / \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}}$$ is for large sample sizes approximately normal (0, 1).

ii.—Standard Deviation Unknown :

Let σ_1, σ_2 denote the unknown sandard deviations of the two populations, and let S_1^2, S_2^2 denote sample variances of the two samples. These sample variances are consistent estimators of the corresponding population variances; it can be shown that the statistic

$$(\bar{x}_2 - \bar{x}_1) / \sqrt{\frac{S^2_1}{n_1} + \frac{S^2_2}{n_2}}$$

approximately normal (0,1).

iii.—Standard Deviation Unknown, But Assumed Equal.

Assume here hat σ_1 and σ_2 are not known but are known to be equal $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$. This situation arises when the method of manufacture does not change but a different raw material is being used.

The sum of the squared deviations of the sample random variables from the sample mean of the sample from the first population is $n_1 s^2_1$. The assumption that the standard deviations σ_1 and σ_2 are equal, suggests pooling the sums of squares and using the overall mean square : $n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2/n_1 + n_2$ as an estimator of the common variance σ^2.

In fact both S_1^2 and S_2^2 are consistent estimators of σ^2; it can be shown that $n_1 S^2_1 + n_2 S_2^2/n_1 + n_2$ as an estimator of the common variance σ^2.

In fact both S_1^2 and S_2^2 are consistent estimators of σ^2; it can be shown that $n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2/n_1 + n_2$ is also a consistent estimator of σ^2.

$$\text{Now } V(\bar{x}_1 - \bar{x}_2) = \frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}$$

$$= \frac{(n_1 + n_2)\,\sigma^2}{n_1\,n_2}; \quad \text{hence} \quad \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{(n_1 + n_2)\sigma^2}{n_1\,n_2}}}$$

is asymptotically normal (0,1).

But $n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2/n_1 n_2$ is a consistent estimator of $(n_1 + n_2)\,\sigma^2/n_1\,n_2$, so that the statistic

$$\frac{(\bar{x}_1 - \bar{x}_2)\sqrt{n_1\,n_2}}{\sqrt{n_1\,S_1^2 + n_2\,S_2^2}} = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{S_1^2}{n_2} + \frac{S_2^2}{n_1}}}$$

is asymptotically normal (0,1) as $n_1\,n_2 \rightarrow \infty$

$$| (\bar{x} - \mu_0)/(\sigma/\sqrt{n}) | \geq b \text{ or if}$$

$$\bar{x} - \frac{b\sigma}{\sqrt{n}} < \sigma_0 < \bar{x} + \frac{b\sigma}{\sqrt{n}}$$

is a false statement; that is if $\mu=\mu_0$ does not lie in the above determined 95% confidence interval for μ.

If $\bar{x} - \frac{b\sigma}{\sqrt{n}} < \mu_0 < \bar{x} + \frac{b\sigma}{\sqrt{n}}$ is a true statement, one fails to reject the hypothesis $\mu = \mu_0$ at the 5% significance level.

In this discussion, the population standard deviation σ was assumed known. If in fact σ is not known, another statistic, depending only on the unknown population mean μ is required. It can be shown that: "The asymptotic distribution of $\frac{(\bar{x}-\mu)}{S/\sqrt{n}}$ is normal (0,1), if $a < b$, then

$$P_r \left[a < \frac{(\bar{x} - \mu)}{S/\sqrt{n}} < b \right] \rightarrow$$

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_a^b e^{-t^2/2} dt \quad \text{as } n \rightarrow \infty$$

The reason is essentially that the sample standard deviation S is a consistent estimator of the population standard deviation σ.

b) *A General Method for Determining Confidence Intervals and Testing Hypothesis of the Form* $\Theta = \Theta_0$:

In general one can obtain a confidence interval for a parameter Θ of the parent population if one can find a statistic z, a function of the sample random variables, whose distribution is known for each value of the parameter Θ. If it is required to seek for a 100 $(1 - \alpha)$ % confidence interval for Θ, one should determine two numbers a and b, which will generally depend on Θ, $a = a(\Theta)$, $b = b(\Theta)$ such that:

$$P_r [a(\Theta) < z < b(\Theta)] = 1 - \alpha$$

After performing an experiment to determine particular sample values and thus a particular value z of z, the interval (if it is an interval) in which Θ must lie in order that the inequalities $a(\Theta) < z < b(\Theta)$ shall be satisfied, must be found. This interval is then a 100 $(1-\alpha)$ % confidence interval for Θ.

To test the hypothesis $\Theta = \Theta_0$, one has two alternatives:

1.—Reject the hypothesis $\Theta < \Theta_0$ if

$a(\Theta) < z < b(\Theta_0)$ is a false statement at the 100 α % significance level.

2. Fail to reject the hypothesis $\Theta = \Theta_0$ if the above statement is true at the 100 α % significance level.

The special case discussed in paragraph "a" provides an example of the use of this method. If it is required to determine 100 $(1-\alpha)$ % confidence limits for the population mean μ, or to test a hypothesis $\mu = \mu_0$ at the 100 α % level, you seek a statistic z whose distribution is known for each value of the parameter μ. If σ is known and if n is sufficiently large, the sample mean $\bar{x}$ is approximately normally distributed with mean μ and standard deviation σ. The two functions of μ can be found from the normal tables so that

$$P_r [a(\mu) < \bar{x} < b(\mu)] = 1 - \alpha$$

c) *Testing the Difference Between Two Means:*

One of the most frequently occurring situation which statistical analysis is to be applied, is that in which the means of two populations are to be compared. When a difference is observed between two sample means, the question arises: "Is the difference small enough so that it could reasonably have occurred by chance if the population means were the same, or is it so large such that a difference that large or larger would be very unlikely to occur if the population means were the same?

$$P_r [np + a \sqrt{npq} < S_n < np + b \sqrt{npq} \rightarrow \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_a^b e^{-z^2/2} dz \quad \text{as } n \rightarrow \infty$$

Experience appears to indicate that a sample size of 30 or more is often sufficient for the Central Limit Theorem to yield an adequate approximation; of course this depends on the accuracy required as well as on the population distribution. The distribution of the sample mean is precisely normal if the parent population is normal; so in this case the conclusion of the Central Limit Theorem is exact and not merely an approximation. One might expect that if the distribution of the population does not differ markedly from normality the Central Limit Theorem will give good approximation for fairly small sizes. Even when the distribution of the population does not differ very noticeably from normality, the approximation given may still be good for moderate samples size.

6— CONFIDENCE INTERVALS AND TESTS OF HYPOTHESIS

a) *Confidence Intervals for Population Mean, Testing a Hypothesis on the Sample Mean:*

Let μ denote the unknown mean of the population, a population induced by a random variable x : $\mu = E(x)$, and let $\sigma^2 = V(x)$ be the variance of the population. Then according to the Central Limit Theorem the probability distribution of

$$z = [\frac{x^- - \mu}{\sigma/\sqrt{n}}]$$

tends to normality as $n \longrightarrow \infty$

First by using the tables of the normal distribution two numbers a and b can be found such that $P_r [a < z < b] = 1 - \alpha$

where z is normal (0,1) and where 100 α % is the significance level that was decided on, or where 100 $(1-\alpha)$ % is the confidence limits required for μ. There are infinitely many choices that can be made of a and b so as to have:

$$P_r [a < z < b] = 1 - \alpha ;$$

The shortest confidence interval can be obtained if a and b are chosen such that $a = - b$.

Therefore $P_r [z > b] = \frac{\alpha}{2}$

and

$$P_r [z < a] = P_r [z < - b] = \frac{\alpha}{2}$$

Since $\frac{x^- - \mu}{\sigma/\sqrt{n}}$ is approximately normal (0,1)

if n is large, we have:

$$P_r [- b < \frac{x^- - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} < b] \simeq 1 - \alpha$$

The right inequality may be written after multiplying both sides by $a/\sqrt{n}$ and subtracting x^-:

$$\therefore - \mu < x^- + b\, \sigma/\sqrt{n}$$

or

$$\mu > x^- - b\, \sigma/\sqrt{n}$$

Similarly the left inequality may be rewritten:

$$\mu < x^- + b\, \sigma/\sqrt{n}$$

$$\therefore \quad P_r [x^- - \frac{b\sigma}{\sqrt{n}} < \mu < x^- + \frac{b\sigma}{\sqrt{n}}] = 1 - \alpha$$

Now on taking a particular sample of size n and computing the sample mean x^-, one has a 100 $(1-\alpha)$ % confidence interval for μ:

$$x^- - \frac{b\sigma}{\sqrt{n}} < \mu < x^- + \frac{b\sigma}{\sqrt{n}}$$

Further, one will reject at the 100 α % significance level the hypothesis $\mu = \mu_0$, in favor of the alternative $\mu \neq \mu_0$, if

Here we take partial derivatives, one with respect to μ and another time with respect to σ^2. Equating each derivative to zero for a maximum value for f we obtain equations in two unknowns μ and σ^2 which can be determined by solving these two equations :

$$\frac{\delta f}{\delta \mu} = \frac{2}{2\sigma^2} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \check{\mu}) = o \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ (1)$$

$$\therefore \quad \check{\mu} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i}{n} = \bar{x}$$

$$\frac{\delta f}{\delta \sigma^2} = \frac{n}{2} \cdot \frac{1}{\check{\sigma}^2} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \mu)^2$$

$$\cdot \frac{1}{(\check{\sigma}^2)^2} = o$$

$$\therefore \quad -n + \Sigma \frac{(x_i - \check{\mu})^2}{\sigma^2} = o$$

$$\therefore \quad \check{\sigma}^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} (x_i - \check{\mu})^2}{n} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2}{n} = S^2$$

We have seen above that this estimate is not an unbiased estimate of σ^2.

There are many other methods of estimation but we give the maximum likelihood method as an example of estimating unknown parameters of a distribution function.

5— THE CENTRAL LIMIT THEOREM

Theorem:

In the preceding chapter some properties of estimators and a method of estimation were considered. The question now arises, *"What confidence does one have that the estimate made will be near the time parameter value?"* More precisely : "If one uses the estimator $\check{\Theta} = \check{\Theta}(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n)$ of the parameter Θ what is the probability that the error $|\check{\Theta} - \Theta|$ will not exceed a specified number ? Or if one specifies the probability what error will not be exceeded, with at least this probability ? *These questions can be answered if one knows the probability distribution of the estimator for each value of the parameter.* For the special situation of estimating the population mean using a sample of large size, the Central Limit Theorem gives approximately the distribution of the sample mean. In essence, this theorem states that the sample mean has an approximate normal distribution with mean μ, the population mean, and variance $\sigma/\sqrt{n}$, where σ is the population standard deviation.

Theorem :

If $\bar{x}_n$ is the sample mean of a sample of size n from a population with mean μ and standard deviation σ, then for any real number a and b with $a < b$

$$P_r \left[a < \frac{\bar{x}_n - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} < b \right] \longrightarrow$$

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_a^b e^{-z^2/2} \, dz \quad \text{as } n \to \infty$$

OR

$$P_r \left[\mu + \frac{a\sigma}{\sqrt{n}} < \bar{x}_n < \mu + \frac{b\sigma}{\sqrt{n}} \right] \to$$

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_a^b e^{-z^2/2} \, dz \quad \text{as } n \to \infty$$

Corrollary:

If S_n is the total number of successes in n independent trials of an event with probability p, and if a and b are real numbers with $a < b$, then :

Maximum Likelihood Estimation of the Variance of a Normal Population:

Suppose a sample of size n from a normally distribution population whose mean μ is known, but whose variance Θ is unknown. The question is how to determine the maximum likelihood estimate of Θ. The sample values $(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n)$ are values of sample of size n from a population induced by a random variable x whose probability density function is:

$$f(x;\Theta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\Theta}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\Theta}}$$

μ is given and one thinks of Θ $(=\sigma^2)$ as the parameter to be estimated. The likelihood function is given by:

$$L(\Theta) = f(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n;\Theta)$$

$$= \prod_{i=1}^{n} f(x_i, \Theta)$$

$$= \left(\frac{1}{\sqrt{2\pi\Theta}}\right)^n \prod_{i=1}^{n} e^{-(x_i-\mu)^2/2\Theta}$$

$$= \left(\frac{1}{2\pi\Theta}\right)^{\frac{n}{2}} e^{-\sum_{i=1}^{n}\frac{(x_i-\mu)^2}{2\Theta}}$$

The maximum likelihood estimate of Θ is that value of Θ for which L, regarded as a function of Θ for fixed $x_1, x_2, \ldots\ldots x_n$ (and given μ), attains its maximum value. To facilitate the computations, let us begin by by observing that the same value of Θ which maximizes L will maximize $\log_e L$.

$$\log_e L = -\frac{n}{2}\log 2\pi\Theta - \sum_{i=1}^{n}(x_i-\mu)^2/2\Theta$$

This function has a derivative for every positive value of Θ.

$$\therefore \frac{d}{d\Theta}\log L = -\frac{n}{2\Theta} + \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\mu)^2}{2\Theta^2}$$

This derivative will be zero for a maximum value of log L. Therefore the equation can be written as follows:

$$-\frac{n}{2\check{\Theta}} + \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\mu)^2}{2\check{\Theta}^2} = 0$$

or solving to get

$$\check{\Theta} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\mu)^2$$

$\therefore$ The maximum likelihood estimate of the variance in sampling from a normal population with known mean μ is thus given by:

$$\Theta = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\mu)^2$$

This formula can be derived from the sample variance by putting μ instead of $\bar{x}$ in the latter one.

Maximum Likelihood Estimation of the mean and Variance of a Normal Population:

In this case μ is not known, one follows the same steps as above. The probability density function will contain two unknown parameters Θ_1 $(=\mu)$ and Θ_2 $(=\sigma_2)$. The likelihood function will be:

$$f(x_1, x_2, \ldots x_n, \mu, \sigma^2)$$

$$= \prod_{i=1}^{n}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma} e^{-\frac{(x_i-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

$$= \left[\frac{1}{2\pi\sigma^2}\right]^{n/2} . e^{-\frac{1}{2\sigma^2}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\mu)^2}$$

$$\log f = -\frac{n}{2}\log 2\pi - \frac{n}{2}\log\sigma^2$$

$$-\frac{1}{2\sigma^2}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\mu)^2$$

4.— THE NORMAL DISTRIBUTION

Definition:

A random variable x is said to have a normal distribution if the probability density function is in the form

$$f(x) = e^{-Q(x)}$$

where Q is a quadratic in $x = Ax^2+Bx+C$ and where A, B & C are constants; $A \neq 0$.

The following three equations have to be considered to determine these three constants:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)\,dx = 1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} x\, f(x)\,dx = \mu \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} (x-\mu)^2\, fxdx = \sigma^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

It is obvious that this distribution will have two parameters μ and σ^2.

By solving the above equation it can be shown that generally if μ and σ are the mean and standard deviation of a random variable x whose probbility density f(x) is given by:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma}\, e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2} \qquad (A)$$

Then x is said to have a normal distribution.

It is obvious from equation (A) that this distribution is symmetric about the mean μ and that f(x) converges exponentially to zero as $x \rightarrow \pm\infty$.

The Standard Normal Distribution:

A random variable x has a standarized distribution if it has a probability density function Φ (x) given by:

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\, e^{-x^2/2}$$

In this case μ will be zero and $\sigma = 1$. This is easily seen by considering:

$$\mu = E(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} x\, e^{-x^2/2}\, dx = 0$$

$$\sigma^2 = V(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} x^2\, e^{-x^2/2}\, dx = 1$$

i.e. A random variable with this density function is said to have a normal distribution with mean o and standard deviation 1 or simply to be normal (o, 1).

Any random variable x having a mean $E(x) = \mu$ and a variance $V(x) = \sigma^2$ can be reduced by a translation of axes and a change of scale to a random variable with mean o and standard deviation 1 as follows:

Let

$$z = \frac{x-\mu}{\sigma}$$

Then

$$E(z) = E\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) = \frac{1}{\sigma}[E(x)-\mu] = 0$$

$$V(z) = \frac{1}{\sigma^2} V(x-\mu) = \frac{1}{\sigma^2} V(x) = 1$$

Therefore if x is a random variable with mean μ and standard deviation σ, the random variable obtained by subtracting μ from x and dividing by σ has mean = 0 and standard deviation = 1

Some Important Characteristics of the Normal Distribution:

1.—Symmetrical about the mean μ.

2.—The area under the curve between $(\mu+\sigma)$ and $(\mu-\sigma)$ is 68.28 %.

3.—The area under the curve between($(\mu+2\sigma)$ and $(\mu-2\sigma)$ is 86.64 %.

4.—The area under the curve between $(\mu+3\sigma)$ and $(\mu-3\sigma)$ is 99.74 %.

Suppose that the population random variable x has a probability function which depends on some parameter Θ : Pr [x= x] = f (x ;Θ). Suppose that the form of the function f is known but not the value of Θ. The joint probability function of the sample random variables, evaluated at the sample point $(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n)$ is

$$L(\Theta) = f(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n ; \Theta)$$

$$= \prod_{i=1}^{n} f(x_i, \Theta)$$

This function is also known as the likelihood function of the sample ; our interest in it is as a function of Θ when the sample values $x_1, x_2, \ldots\ldots x_n$ are fixed. The principle of maximum likelihood requires us to choose as an estimate of the unknown parameter that value of Θ for which the likelihood function assumes its maximum value.

If the parent distributions will be completely determined only when values of two or more unknown parameters $\Theta_1, \Theta_2, \ldots\ldots \Theta_k$ are specified, then the likelihood function will be a function of them all :

$$L(\Theta_1, \Theta_2, \ldots\ldots \Theta_k = f(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n ; \Theta_1, \Theta_2, \ldots\ldots O_k)$$

$$= \prod_{i=1}^{n} f(x_i, \Theta_1, \Theta_2, \ldots\ldots \Theta_k)$$

The maximum likelihood estimators of $\Theta_1, \Theta_2, \ldots\ldots \Theta_k$ will be those numbers which render the likelihood function a maximum.

Maximum Likelihood ; Continuous Distribution:

density function f (x ;Θ) which depends on some parameter Θ. The joint probability Suppose again that the population random variable is continuous and has a probability density function of the sample random variables, evaluated at the sample point $(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n)$ is given by :

$$L(\Theta) = f(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n ; \Theta)$$

$$= f \prod_{i=1}^{n} f(x_i ; \Theta)$$

For small $dx_1, dx_2, \ldots\ldots dx_n$, $f(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n ; \Theta)\, dx_1\, dx_2 \ldots\ldots dx_n$ represents approximately the probability that a sample will be chosen for which the sample point lies within an n-dimensional rectangle at $(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n)$ with sides $dx_1, dx_2, \ldots\ldots dx_n$. One may consider, somewhat imprecisely, that the maximum likelihood estimate of Θ is that which maximizes this a priori probability of obtaining a sample point near the one actually observed. The above joint density function is called the likelihood function, and the interest is concentrated here in it as a function of Θ, the sample values $(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n)$ being fixed. The maximum likelihood estimate of Θ is that value of Θ for which $L(\Theta)$ assumes its maximum value. The above discussions can be summarized in the following two definitions :

Definition 1:

f $x_1, x_2, \ldots\ldots x_n . \Theta)$ is { p. d. f. / p. f. }* of sample $(x_1, x_2 \ldots\ldots x_n)$

in { discrete / continuous } case, then ;

Maximum likelihood estimate (m.l.e.), $\check{\Theta}$ m. l., of Θ is that value of Θ that maximizes $f(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n ; \Theta)$. This is a function of the x's only and not Θ. It may not exist and may not be unique.

Definition 2:

Maximum likelihood estimate in k-para meter case :

$f(x_1, x_2, \ldots\ldots x_n ; \Theta_1, \Theta_2, \ldots\ldots \Theta_k)$ is { p.f. / p.d.f. }* in { discrete / continuous }

case then ;

m.l.e. $\check{\Theta}_{1, m.l.}, \check{\Theta}_{2, m.l.}, \ldots \check{\Theta}_{k, m.l.}$ are those values of $(\Theta_1, \Theta_2, \ldots\ldots \Theta_k)$ which maximizes $f(x_1, x_2, \ldots x_n ; \Theta_1, \Theta_2, \ldots \Theta_k)$.

---

*p.f. : probability function.
p.d.f.: probability density function.

which one is willing to use in guessing Θ the unknown parameter. The corresponding estimates of Θ is the same function evaluated at the sample random variables

$$\check{\theta} = \check{\Theta}(x_1, x_2, \ldots.. x_n).$$

Definitions:

a.—*Unbiased Estimator:*

The estimator $\check{\Theta}$ is unbiased if $E(\check{\Theta}) = \Theta$

Expected value of the estimate ($\check{\Theta}$) is the parameter Θ.

e.g. The sample mean is an unbiased estimator of the population since $E\ \bar{x} = \mu$. The sample variance on the other hand is *not* an unbiased estimator of the population variance,

$$(E(S^2) = E\left[\left(\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i^2\right) - \bar{x}^2\right]$$

$$= \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} E(x_i^2) - E[(\bar{x})^2] \ldots (1)$$

But for any random variable x

$$V(x_i) = E[x_i - Ex]^2$$
$$= E\{x_i^2 - 2xE(x) + [E(x)]^2\}$$
$$= E(x_i^2) - [E\ x_i]^2$$

or

$$E(x_i^2) = V(x) + [E(x_i)]^2 \ldots . (2)$$
$$\neq \sigma^2 + \mu^2 .$$

It can also be proved that:

$$E(\bar{x})^2 = V(\bar{x}) + [E(\bar{x})]^2$$
$$= \frac{\sigma^2}{n} + \mu^2$$

$$E(S^2) = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} (\sigma^2 + \mu^2) - \left(\frac{\sigma^2}{n} + \mu^2\right)$$

$$= \sigma^2 + \mu^2 - \frac{\sigma^2}{n} - \mu^2$$

$$= \frac{n-1}{n}\sigma^2$$

In other words $E(S^2) \neq \sigma^2$ and the sample variance is not therefore an unbiased estimator of the population variance σ^2. On the other hand,

$$E\left(\frac{n}{n-1}S^2\right) = \frac{n}{n-1}E(S^2)$$

$$= \frac{n}{n-1} \cdot \frac{n-1}{n}\sigma^2$$

$$= \sigma^2$$

So that the statistic $\frac{n-1}{n}S^2$ is an unbiased estimator of the population variance.

b. *Consistent Estimators:*

$\check{\theta} = \check{\Theta}(x_1, x_2. \ldots . x_n)$ is a consistent estimator of Θif for each positive number ε $P_r\{|\check{\theta} - \Theta| \leqq \epsilon\} \rightarrow o$ as $n \longrightarrow \infty$

$P_r\{|\check{\theta} - \Theta| \geqq \varepsilon\} — o$ as $n \longrightarrow \infty$ or equivalently

$P_r\{|\check{\theta} - \Theta| < \epsilon\} \rightarrow o$ as $n \rightarrow \infty$

c. *Maximum Likelihod Estimator:*

The essential feature of the principle of maximum likelihood as it applies to the problem of estimation is that it requires one to choose as estimate of a parameter, that value of the parameter for which the a priori probability of obtaining the sample point actually observed, or of obtaining a sample point near it, is as large as possible.

prising the data or sample are listed in numerical order. If there is an odd number of observations, there is a middle value . If there is an even number of observations, the median is usually taken as the arithmetic average of the two middle numbers.

A characteristic of the median is that it is not affected by how extreme, the the extreme values may be.

ii. *The Sample Mean :*

The mean of a set of data or the sample mean [to be distinguished from the expected value of the underlying chance variable which is usually called the mean or the population mean] is just the average which is obtained by dividing the sum of the values by their number.

$$x^- = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i$$ where,

x_i's are the sample values, and n is called the sample size.

c) *Measure of Variability :*

It is usually useful to have an idea as to whether the numbers in a sample are closely grouped about the center or are widely spread. The commonly used descriptive measures of dispersion or variability are the sample range and the sample variance.

1st. The Sample Range : The sample range is defined as the difference between the largest and the smallest sample values :

$$R = x_{max.} - x_{min.}$$

2nd. Sample Variance : The sum of the squared deviations about x is a measure of dispersion of the data.

$$\sum_{1}^{n} (x_i - x^-)^2 = (x_1 - x^-)^2 + (x_2 - x^-)^2 + \dots (x_n - x^-)^2$$

All of the observations contribute to this sum but especially those far from x^-.

To eliminate the effect of the number of terms in the sum of squared deviations on its size, it is natural to average by dividing through by the sample size n.

$$s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (x_i - x^-)^2$$

The Sample Standard Deviation : This is defined as follows :

$$s = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (x_i - x^-)^2}$$

3— ESTIMATION OF PARAMETERS

Generally, the sample mean of a random sample from a population seems the natural function of the sample values [statistic] to use as an estimate of the population mean if the latter is unknown. It should be emphasized that the sample mean x^- is a function of the sample values or the sample point $(x_1, x_2, \dots x_n)$ in the space.

$$x^- = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i$$

Before the sample is taken, the sample values are thought of as random variables. The sample random variables and the sample mean are the random variables.

In general, suppose one is sampling from a population induced by a random variable whose distribution is completely unknown, or concerning which one has only partial information; not sufficient to specify it completely. Let Θ represent unknown parameter of the distribution. This might be the population mean, population standard deviation or some other number which would either specify the distribution completely or provide a further information about it. An estimate $\Theta^\vee$, of Θ is a function of the sample values, or the sample points $(x_1, x_2, \dots x_n)$.

$$\Theta^\vee = \Theta (x_1, x_2, \dots x_n)$$

a) *The Frequency Distribution.*

The pattern of variation is usually hard to grasp from unprocessed data. The tabulation and the graphical representation are helpful.

Collecting like values and arranging them numerically forms a frequency distribution of the original data. The measurements of a certain physical quantity e.g. may be divided into a number of classes or class intervals. The class boundaries are the limits between which the values that belong to a given class lie. The mid-points of the interval may sometimes be chosen as the class mark.

A frequency distribution can be represented by a histogram which is formed by marking off the class intervals on a horizontal scale and constructing a rectangle above each class interval whose height is the total for that class interval.

The original data are often of such a nature that simply grouping the data into a frequency distribution does not clearly delineate the significant features of the data. This is especially true when the refinement of the original measurements is such that the class frequencies are all relatively small. A clearer picture can be obtained by regrouping the observations into fewer new classes, with new class boundaries. The frequency distribution of the regrouped data is clearly different from that of the original data. The observations in the new classes have lost their original identifications and have taken on the value of the mid-point of the new class. Some justification for considering the new distribution in place of the original one lies in the fact that the features of the original distribution which have been lost in the process are precisely those features which are not repeatable.

There is no rigorous set of rules for determining the length of class interval in grouping the data in optimum fashion. There are rules of thumb, one of which suggests that from 8 to 20 class intervals is reasonable when there are more than say 50 observations. Certainly such factors as the number of observations the range of values, and for whom and for what purpose the data is to be used, would play a part in deciding the number of class intervals.

In the histogram, the area under the curve represents the frequency of occurrence. The area of each rectangle is proportional to the frequency associated with the class interval which is its base. The histogram may be thought of as an estimate of the probability density function, recalling that area under the graph of the density function between two values is the probability that the random variable takes on a value in that interval. If the underlying chance variable is of a discrete type, there is no density function and a histogram is not appropriate.

The cumulative frequency associated with a class interval is the sum of the frequencies in that and in all lower numbered class intervals.

The cumulative frequency graph is a popular way of representing grouped data graphically. The ordinate scale of the cumulative frequency graph may be an ordinary scale or a probability scale. The latter proved very useful when the underlying random variable has a normal distribution. The abscissa may be an ordinary scale or a logarithmic scale . The latter being useful when the range of the possilbe values taken as log the underlying random variable is large.

b) *Central Tendencies :*

i. *The Sample Median :*

The median is the middle value—if there is one—when the numbers com-

comprise what is called a *sample*. The collection of possible values which can result in a given observation is sometimes called a *population*. The process of obtaining a set of specific observations from the population is called *sampling*.

What one wants to know about a population depends on the problem at hand. It might range from the value of some simple parameter of the population, such as the expected value, to a complete description of the population as given by the distribution function.

The process of guessing something about a population from a given sample of so many observations is called *statistical inference*. Guessing the value of a population parameter using a set of specific observed values as the basis of the guess is called statistical estimation.

Sample Observations As Random Variables:

An individual observation of a random variable is again a random variable. As a random variable its probability distribution is identical with that of the population of values of the given random variable. As the observations in a sample are random variables, the conclusion follows that any quantity which is computed from these observations is a random variable.

Random Sample:

There are many methods of sampling. Space in this paper does not permit a detailed discussion of the different methods of sampling. We shall be limited here to the definition of a random sample.

Definition:

A random sample is a sample whose n observations may be represented by a mathematical model of n independent random variables, each a replica of the population from which the sample is taken.

2— Presentation and Description of Data:

In cases in which the probability model underlying an experiment is not known or only partially known, one's only resource is to gather data and to study it. Even in cases in which theory suggests that a certain probability model is appropriate, one would like to test its appropriateness by gathering data and studying it. A model which bears little relation to observed behavior is not very useful.

In this section, the presentation of the data will be discussed together with the introduction of certain descriptive measures which are useful in two ways :

1st. To enable a better understanding of the information contained in the data and to compare one set of data with another.

2nd. To estimate quantities associated with the probability model describing the chance variable.

For purposes of description three concepts may be considered :

a.—Patterns of variation *(Frequency Distribution)*.

b.—Measures of central values *(Mean & Median)*.

c.—Measures of variability *(Variance & Range)*.

is just the sum of the moments about the origin of the point masses P_i with coordinates a_i ($i = 1, 2, \ldots n$) i.e. $E(x)$ is the moment about the orgin of the mass distribution associated with x. Since the coordinate of the C.G. is the moment about the origin divided by the total mass (which is $1 \Sigma_i P_i = 1$), E(x) is the coordinate of the C.G. of the mass distribution.

Also $\Sigma_i [a_i - E(x)]^2 . P_i$ is the sum of the squared distance of the masses P_i from the C.G. multiplied by the associated mass. This is known as the moment of inertia, i.e. $V(x)$ is the moment of inertia of the associated mass distribution or the second moment about the mean.

If y is a continuous random variable, the Expected value

$$E(y) = \int_{-\infty}^{+\infty} y \; g(y) \; dy$$

$$V(y) = \int_{-\infty}^{+\infty} [y - E(y)]^2 \; g(y) \; dy$$

if this integral exists.

The Standard Deviation:

If z is a random variable having a variance $V(z)$, its standard deviation σ_z is given by:

$$\sigma_z = \sqrt{V(z)}$$

The standard deviation is thus the radius of gyration of the associated mass distribution.

The expectation $E(x)$ is a somewhat centrally located point relative to the probability distribution of x or the mass distribution representing it. The variance can be regarded as a mesure of compactness (if small) or rather of dispersion of the distribution if x assumes values far from the mean (expectation) with moderately large probabilities, then the variance will be large, while if most the probability mass lies near the mean, the variance will be small.

B — STATISTICS

1— Sampling:

Despite the unpredictability in individual chance experiments, experimentation often furnishes the only approach to construction of a useful probability model. Even when a model can be constructed from a priori considerations experimentation is necessary to establish in a sense the usefulness of the model. Thus it is that the collecting, analyzing, and describing of data are motivated by a desire to know something about a probability model about a ranrom variable and its probability distribution. The data—i.e., the specific values observed in an experiment—

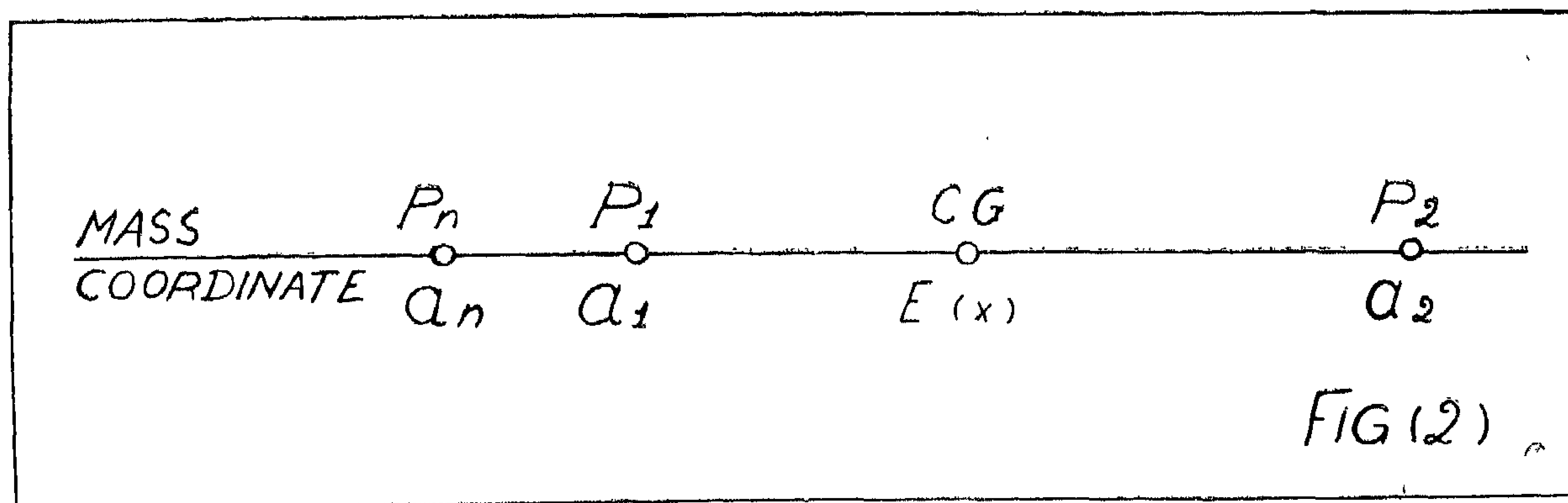


FIG (2)

In the case of a continuous random variable:

$$F(x) = P_r\,(x) < x) = \int_{-\infty}^{x} f(t)\,dt$$

This equation expresses the distribution function F in terms of the probability density function f of the continuous random variable x.

$$\therefore \quad f(x) = \frac{d}{dx} F\,(x) = F'(x)$$

(except at points, if any, where f is not continuous). Here f & F are the density and distribution functions of a continuous random variable x respectively

It can be seen easily that the distribution function is in all cases an increasing function of x and bounded by the value 1.

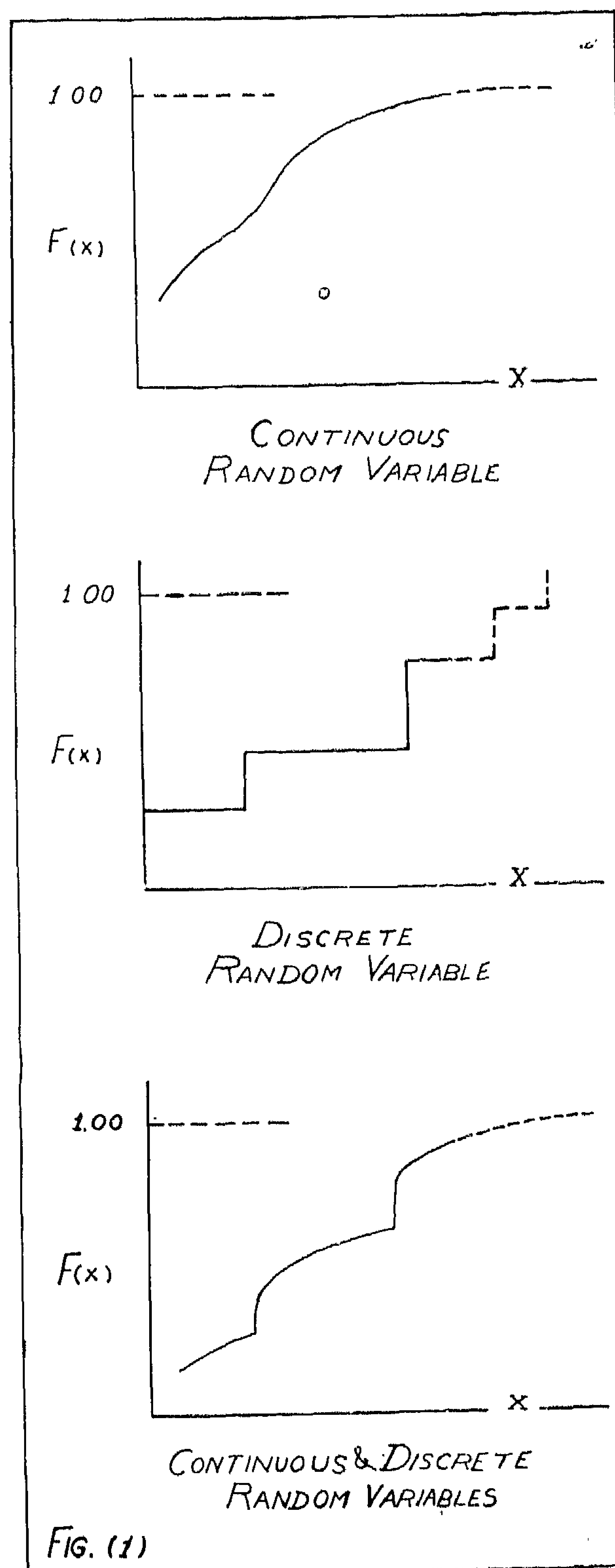


FIG. (1)

4— Expectation and Variance:

The expectation of a discrete random variable is the sum of the products of its values by their asscoiated probabilities. If x assumes the values $a_1, a_2, \ldots a_n$ $(a_1, a_2, \ldots)$ with probabilities $P_1, P_2 \ldots P_n$ $(P_1, P_2, \ldots)$ then expected value

$$E(x) = \sum_{i=1}^{n} a_i P_i \quad (\sum_{i=1}^{\infty} a_i P_i)$$

If f(x) is the probability function of x then:

$$E(x) = \Sigma_x\, x\, f(x)$$

The variance of x is given by:

$$V(x) = \Sigma_x\,[x - E(x)]^2 f(x)$$

With reference to the associated mass distribution

$$E(x) = \Sigma_i\, a_i P_i = \Sigma_x\, x\, f(x)$$

Definition:

A random variable x is a real-valued function on the elementary events of a probability space : to each elementary event corresponds a real number, the value of the random variable at that elementary event.

a) Discrete Random Variables :

A discrete random variable is one which has only a contable number of possible values. These values may be only a finite number, or the number of possible values may be infinite but countable. To be more precise, a random variable "x" is discrete if there is a finite number "n" of distinct real numbers $a_1, a_2, a_3, \ldots a_n$ or if there are numbers $a_1, a_2, a_3, \ldots$ such that the probability is 1 that x will assume one of these values. To put it differently, x is discrete if x indicates on the set R of real numbers a probability space in which each of a finite set $a_1, a_2, a_3, \ldots a_n$ or infinite set $a_1, a_2, \ldots$ of real numbers has a positive probability, the sum of probabilities being 1.

The probability distribution of such a random variable is determined by these numbers a_i and the probabilities P_i's associated with them.

$P_i = P_r\ (x = a_i)$

$[\ i = 1, 2, \ldots\ldots n \text{ or } i = 1, 2, \ldots\ldots\ ]$

A graphical representation of the probability distribution of x in the Cartesian plane can be obtained by marking the points with coordinates (a_i, P_i).

Definition:

$f\ (x) = P_r\ (x = x)$, all real x, is the probability function of the discrete random variable x.

The probability distribution of a random variable can be represented by means of a distribution of mass along a bar bearing a scale or coordinate axis. If x assumes the values a_i with probabilities P_i's ($i = 1, 2, \ldots n$, or $i = 1, 2, \ldots\ldots$), we idealize a bar into a straight line, a coordinate axis) and at each point whose cordinate is a value which can be assumed by x place a point mass of magnitude equal to the probability that x will assume that value.

b) Continuous Random Variables :

A random variable is called a continuous random variable if its distribution is continuous. The probability that a continuous random variable will assume any particular value, is zero, i.e. there are no point masses in its physical representation but rather, if x is a continuous random variable, we represent its probability distribution by placing a continuous distribution of mass on the coordinate axis in such a way that the mass in any interval is numerically equal to the probability that x will assume a value in that interval.

Mass between a & b $= P_r\ (a < x < b)$

The density function f(x) is a function with the property that this mass is given by the integral of f(x) over the interval ab,

$$P_r\ (a < x < b) = \int_a^b f\ (x)\ dx$$

f (x) is called the probability density function.

c) Distribution Function :

From the above we find that only discrete random variables have probability function, and only continuous random variable have probability density functions but every random variable has a distribution function (also called cumulative distribution function).

The distribution function F(x) of a random variable x is defined by :

$$F(x) = P_r\ (x < x)$$

In the case of discrete random variable:

$$F(x) = P_r\ (x < x) = \sum_{t<x} f(t)$$

PART ONE

ANALYTICAL STUDY

I

SOME METHODS OF STATISTICAL ANALYSIS

● GENERAL

It is a common experience in drawing samples from a lot or "population" of objects to find that characteristics of the sample vary from sample to sample in a manner which cannot be predicted. The results are commonly thought of as being *random* or subject to *chance*. Nevertheless, it has been found that the notion of probability of a chance happening affords a type of prediction which is especially useful over several trials of an experiment with a chance or random outcome. *Probability theory* is the mathematical structure or model which has evolved for the purpose of providing a model for chance happening.

The gathering of data and computation of statistics are usually prompted by a desire either to learn something about a probability model or to test the correctness of an assumed model i.e. a hypothetical model of the problems.

● BACKGROUND OF STATISTICS

A — PROBABILITY

1—Mathematical Models and Probability Space:

To analyze mathematically a real situation one has to begin by idealizing the situation, i.e. by building a mathematical model. An experiment of tossing a coin has only two possible equal likely outcomes, heads and tails. A model appropriate for the situation consists of two events: heads and tails, and a probability 1/2 associated with each. For an unloaded die, a mathematical model will consist of 5 events each associated with a probability 1/6.

Probability may be thought of in this way: the probability space, the investigator sets up an adequate model for the experiment, if he makes many independent repetitions of the experiment under identical conditions, if each time the occurrence of a certain event is observed, then the relative frequency of occurrence of this particular event should be very close to the numerical probability of the event.

2— Independence:

Two events are independnet if the knowledge that one will occur or has occurred does not affect the probability of the other. This can be expressed in a mathematical form as follows:

$$P(AB) = P(A)\ P(B)$$

where:

$P(AB)$ = probability that both events A & B occur.

$P(A)$ = probability that A occurs.

$P(B)$ = probability that B occurs.

3— Random Variables:

Essentially a random variable, or stochastie variable, is a variable which assumes each of its possible values with a definite probability. The number y of spots that will turn up on a tossed die is a random variable. The probability that y will assume the value "4" is 1/6.

NOTATIONS

x	A value
x	A random variable
r.v.	Random variable
n	The number of outcomes of an experiment
R	Set of real numbers
P_r	Probability
P(A)	Probability that A occurs
f(x)	Probability that the r.v. x takes the value x
F(x)	Probability that the r.v. x takes a value $\leqslant$ x
E(x)	Expected value of the r.v. x
x^-	Sample mean
x^-	The r.v. which denotes the value of the sample mean
μ	Population mean
$\mu^\vee$	Estimate of the population mean
μ_o	The hypothesis of the population mean
V	Coefficient of variation
V(x)	Variance of the r.v. x
σ	Standard deviation
$\sigma^\vee$	Estimate of the population standard deviation
σ^2	Population variance
S	Sample standard deviation
S^2	Sample variance
Θ	A parameter
$\Theta^\vee$	Estimation of a parameter
$\theta^\vee$	The r.v. of the estimate of the parameter Θ
$E(\Theta^\vee)$	Expected value of the estimate $\Theta^\vee$ of the parameter Θ
$\lvert\theta^\vee - \Theta\rvert$	The numerical value of the difference between the estimated and true value of the parameter Θ
$L(\Theta)$	The likelihood function of Θ
H_o	A hypothesis
α	Significance level
t	Dummy variable
ϵ	A small number
p.f.	Probability function
p.d.f.	Probability density function
m.l.e.	Maximum likelihood estimate

STATISTICAL METHOD AND DESIGN CRITERIA

of

TESTING FIELD & LABORATORY CONCRETE MIXTURES

By

Dr. AHMED A. EL-ERIAN

Asst. Professor, Faculty of Engineering,
Cairo University

SYNOPSIS

Statistical analysis provides valuable tools for interpreting the results of compressive strength tests. As in many physical situations, the outcomes of an experiment induces a probability space. The different characteristics of this space are developed and discussed in the light of statistical concepts.

The first two chapters in part (I) include the main statistical tools needed for the following discussions. The normal distribution was found to be suitable for the concrete testing situation. The physical significance of statistical parameters are dealt with in details. A new approach of analysing the data of the tests has been developed.

Design criteria and new concepts of how to specify the requirements of a concrete mixture for a required strength have been discussed. A criticism of today's practices of interpreting data in both research projects and field concrete testing is evaluated and a new approach— by applying statistical inferences—is also included.

An experimental investigation was carried out to check the practical application of the results of the theoretical and analytical studies.

More investigations are still needed to evaluate the characteristic paramters in the different types of concrete.

In the last chapter, however, the writer suggests an outline of future studies towards a complete and more definite solution of the problem of evaluating and designing concrete mixtures.

1-10. Displacement Coefficient for the Transverse Direction — Transverse Bending Mnments.

If we consider a small transverse strip in the hipped-plate structure with unit (small) breadth b, the forces acting thereon will consist of the external loading and the normal and shear stresses on the two sides of the strip. If we assume that each plate acts as a one way slab, with no moments produced in the longitudinal direction, then the shear stresses on both sides of the strip will be paralle. to the plate elements only. These shears will have opposite directions on the two sides of the strip. The difference of these shears will form a system of tangential forces acting along the plate elements. Although these forces will form together with the external loading a system of forces in equilibrium, yet transverse bending moments (as well as shearing forces and thrusts) will develope in the strip, which may be looked to as a frame with polygonal axis coinciding with the hipped plate section, and for which the depth at any section will be equal to the thickness t of the plate element there.

The transverse bending moments thus developing in the strip will produce the displacements normal to the plate elements and necessary to fulfill the condition of geometrical continuty (article 1-8).

We shall be mainly interested here, as will be seen later, in the horizontal translations of the joints of the transverse strip of unit breath now considered as a frame, due to unit horizontal forces acting inwards at each pair of symmetrical joints on both sides of the line of symmetry. These dsplacements may be obtained by any of the well known classical methods, say the method of "virtual work".

Thus, for any joint say C, the displacement coefficient for the transverse direction due to unit inward horizontal forces on both sides of the section at B say will be d_{cb} where :

$$d_{cb} = \int (y_c\, y_b)\, \frac{dh}{EI} \qquad (33)$$

in which :

dh = element of length of the strip measured along the plate.

$I = t^3/12$ = moment of inertia of the strip section.

y_b and y_c are the heights of the element dh above the horizontal lines through BB and CC respectively.

The integration is carried over one half of the cross section only, and positive values for "d" are for inward translations.

1-11. Combined Displacement Coefficient "D".

From the condition of equality of the displacements produced by the longitudinal stresses f and those produced by the transverse bending moments, as will be discussed later, the following term will appear :

$$D = (r\,k - d) \qquad (34)$$

D will be called the combined displacement coefficient, and will refer to the same cases of loading and translation as the two coefficients "k" and "d" and hence should have the same subscripts. Thus equation (34) may have the following form

$$D_{mn} = (r\,k_{mn} - d_{mn}) \qquad (34\text{-a})$$

Although coefficients (k) and (d) will be constant throughout the span L for the subscripts (m) and (n) they refer to, and will not depend on the external load system, yet (D) will vary from section to another according to the deflection coefficient (r) which also depends on the assumed shape of the so-called auxiliary load residues, art. (2-5). This load residue will be assumed here to follow a sine-curve relation, and hence the coefficient r for the section at mid-span will be : (table 1)

$$r = \frac{1}{\pi^4} = 0.0103$$

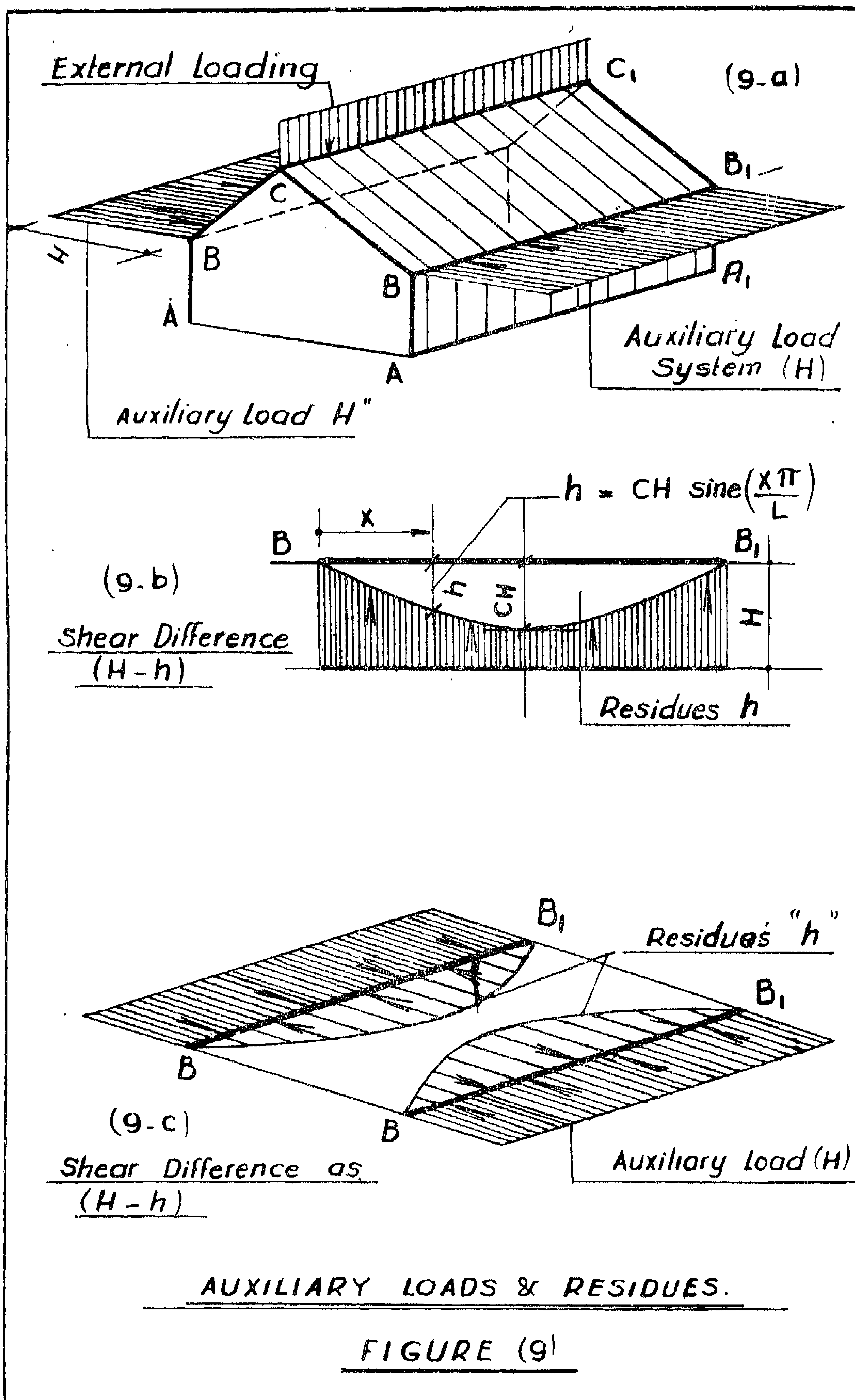
Therefore the combined displacement coefficient D at mid-span becomes:

$$D_{mn} = \left(\frac{K_{mn}}{\pi^4} - d_{mn} \right) = (0.0103\, k_{mn} - d_{mn}) \qquad (34\text{-b})$$

(To be continued in the next volume)

TABLE (I)

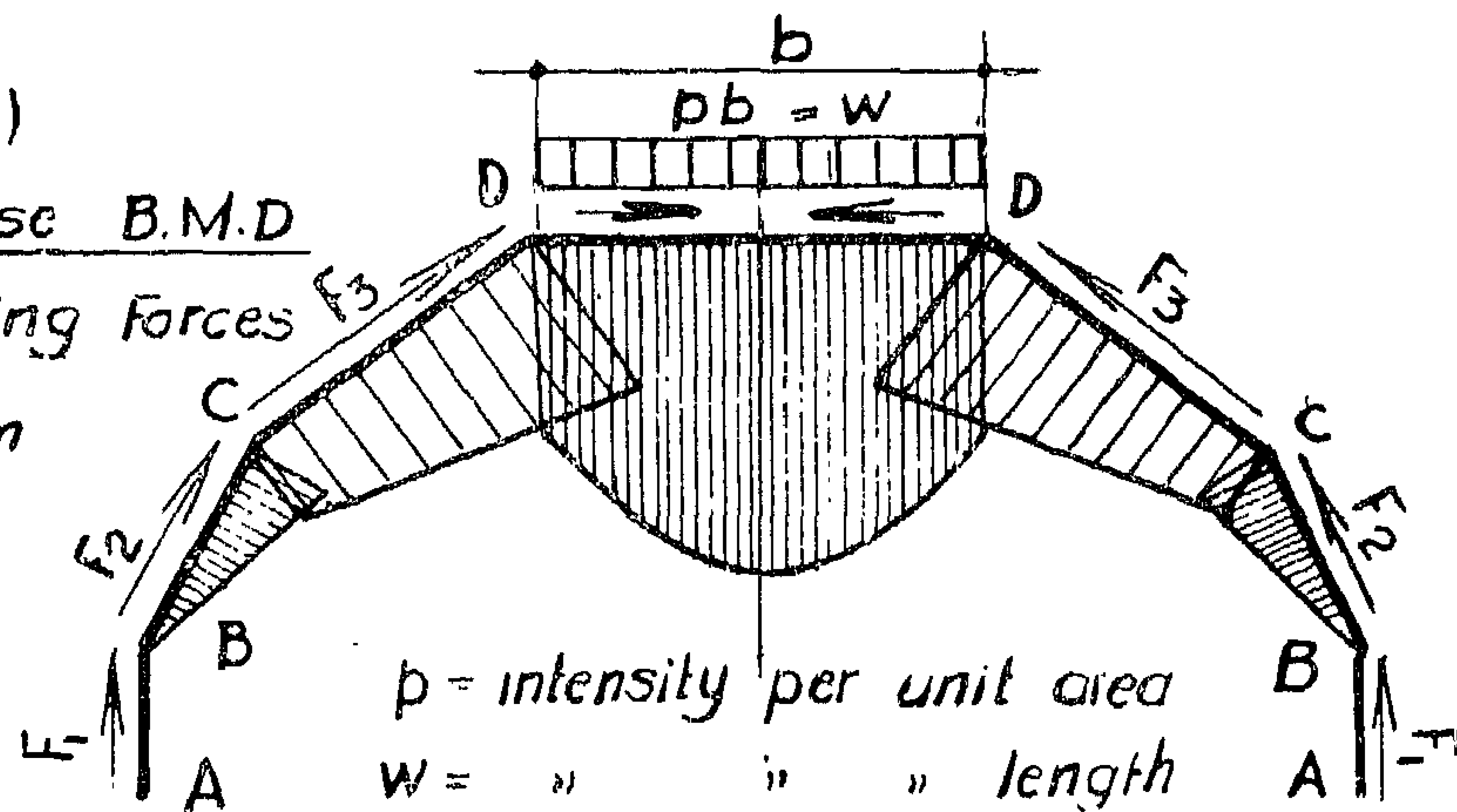
no.	Loading on Span "L"	Moment Coeft m_o	Stress Factor M_o	Deflect. Coeft. r	Remarks
1	w; L	0.125	$wL^2/8$	5/384 0.0130	These Coefts & factors are at midspan $M_o = wL^2 m_o$
2	w; L/2, L/2	1/12	$wL^2/12$	1/120 0.00833	
3	w, w; L/2, L/2	1/24	$wL^2/24$	3/640 0 00469	
4	w; cL	$\frac{c(2-c)}{8}$	$\frac{cwL^2}{8}(2-c)$	$\frac{c}{384}(8-4c^2+c^3)$	
5	w; cL	$\frac{c(3-c)}{24}$	$\frac{cwL^2(3-c)}{24}$	$\frac{c}{1920}(20-5c^2+c^3)$	
6	2nd deg. parabola; L	5/48 0.104	$5wL^2/48$ $.104\,wL^2$	61/5760 0 0106	$y_{max} = \frac{rwL^4}{EI}$
7	sine - Load; L	$1/\pi^2$ 0.1014	wL^2/π^2 $0.1014\,wL^2$	$1/\pi^4$ 0.0103	
8	P; L/2, L/2	0.25	$0.25\,wL^2$	1/48 0.0208	$w = \frac{P}{L}$
9	P, P; L/3, L/3, L/3	1/6 0.1667	$wL^2/6$ $0.167\,wL^2$	$23/(36)^2$ 0.01775	$w = \frac{2P}{L}$
10	P, P, P; L/4, L/4, L/4, L/4	1/6 0.1667	$wL^2/6$ $0.167\,wL^2$	19/1152 0.0165	$w = \frac{3P}{L}$

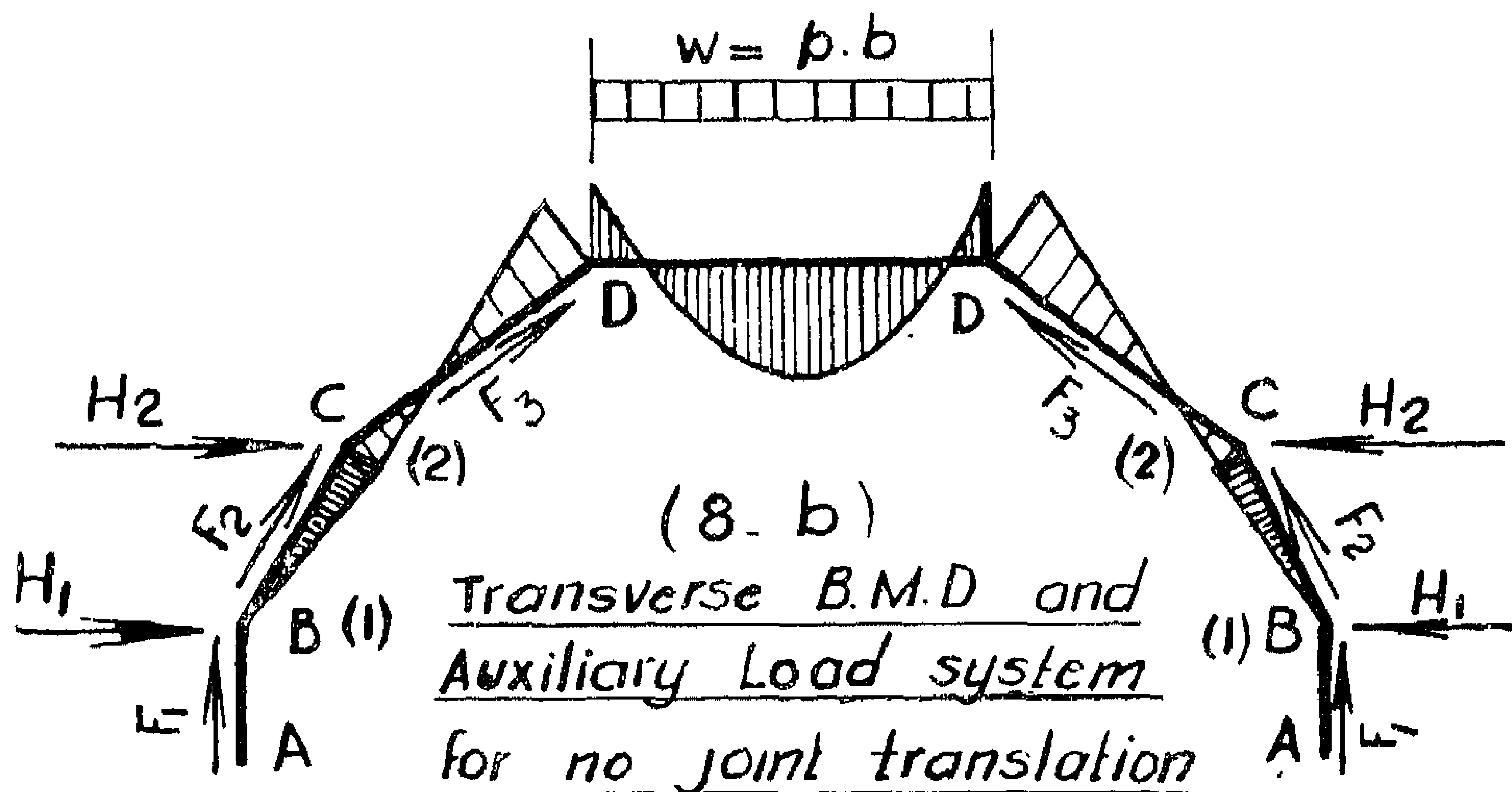


AUXILIARY LOADS & RESIDUES.

FIGURE (9)

AUXILIARY LOAD SYSTEM





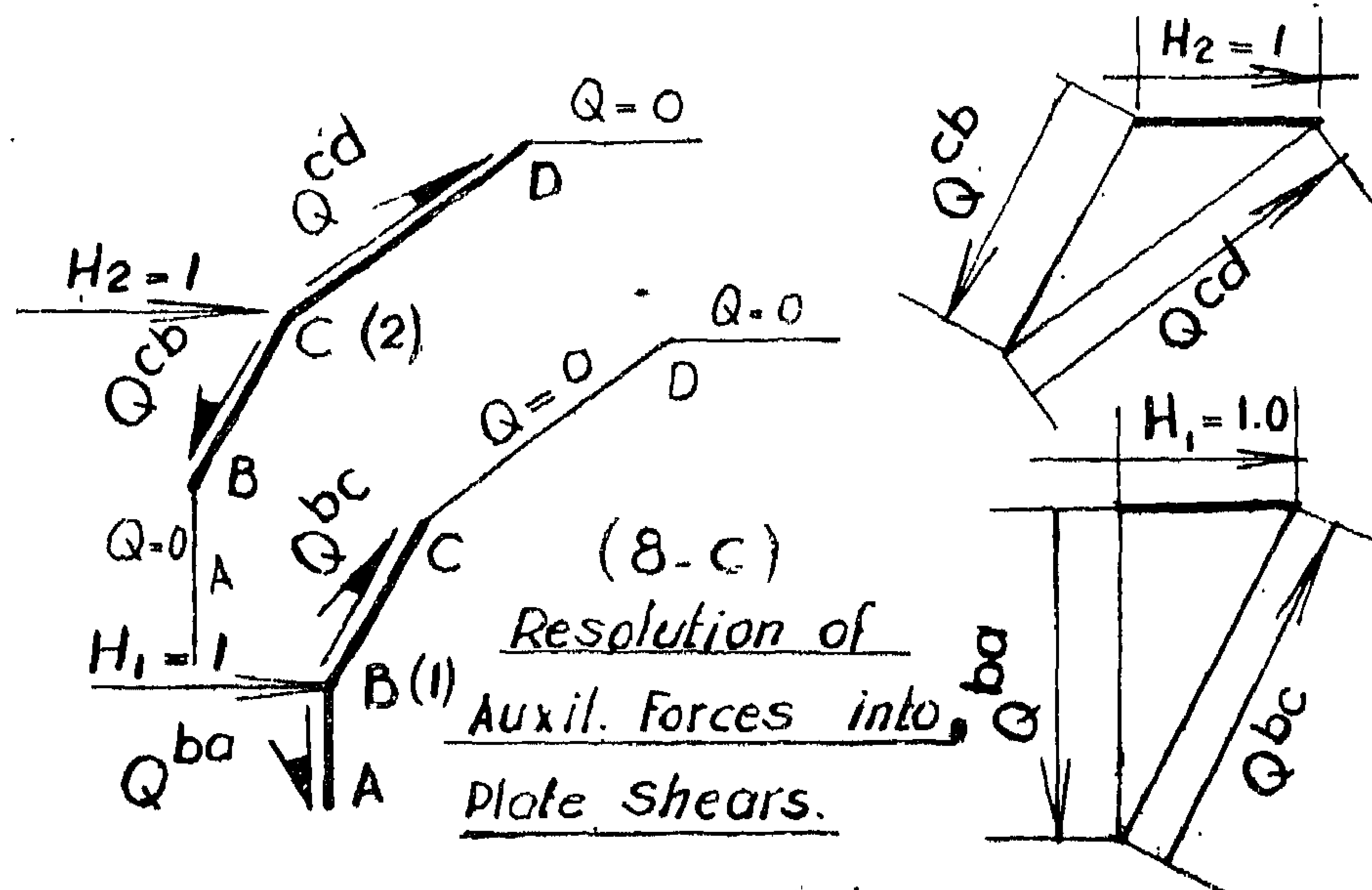
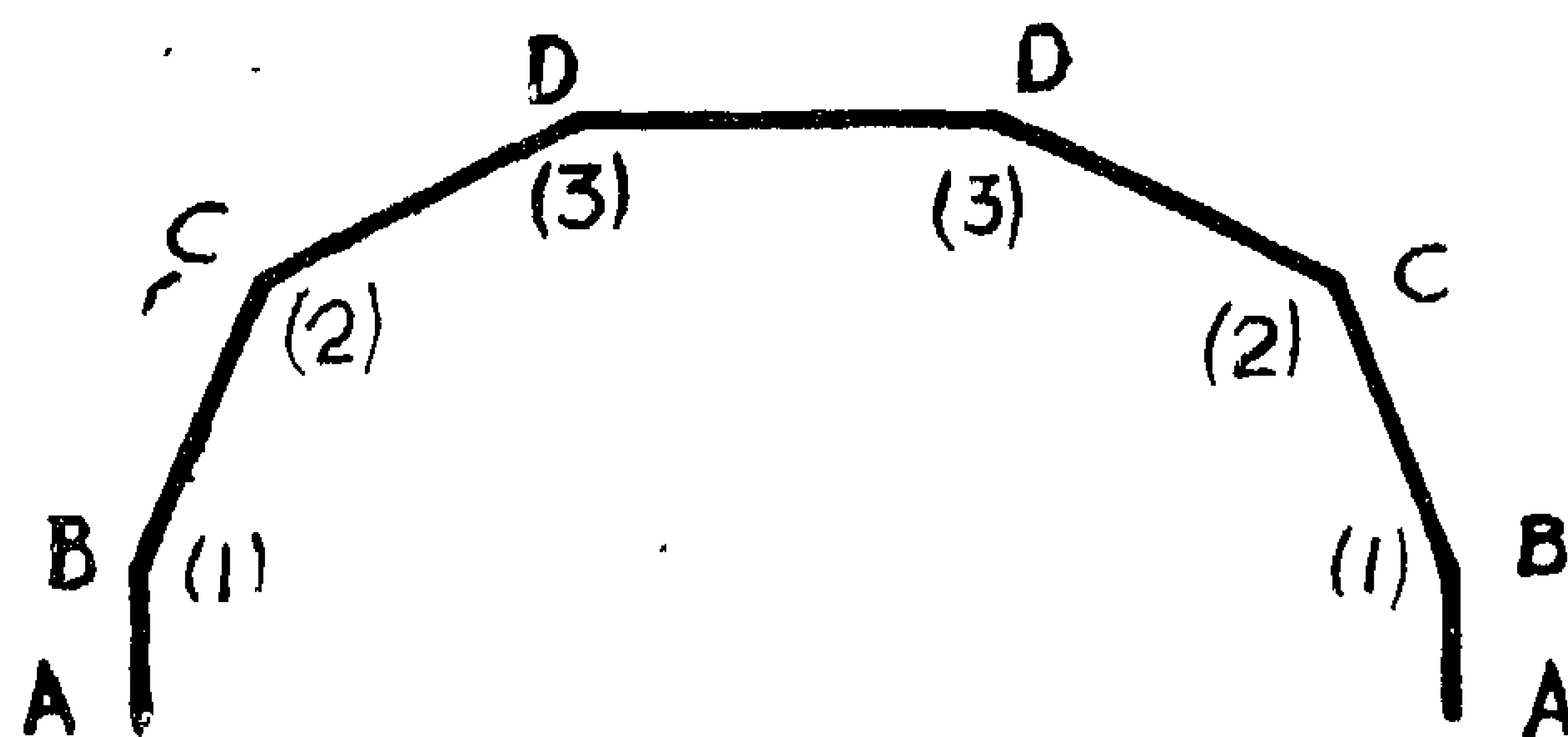
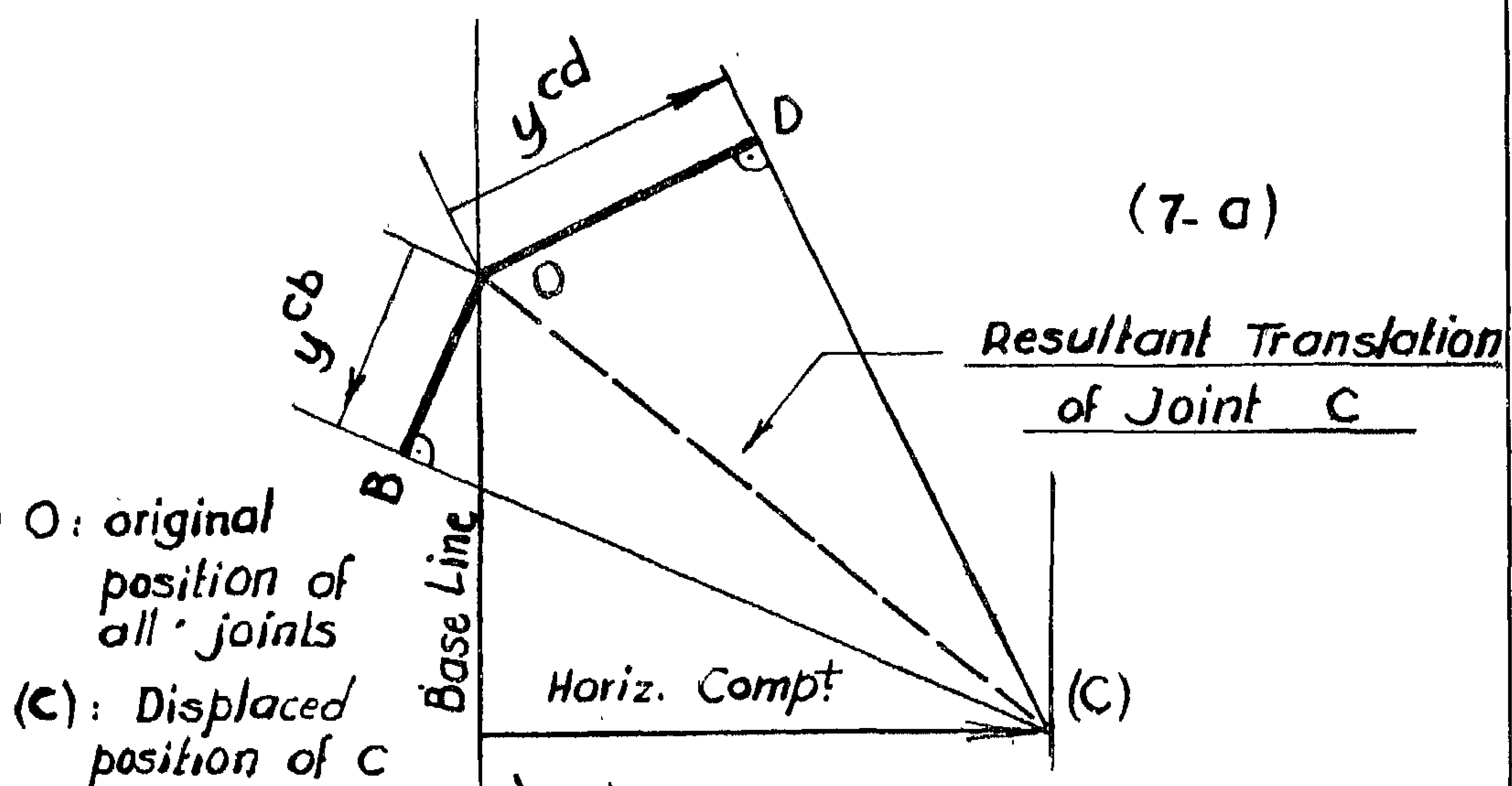


FIGURE (8)

Displacements of Joints
Due to Long. Normal Stresses

Hipped-Plate
C. Section





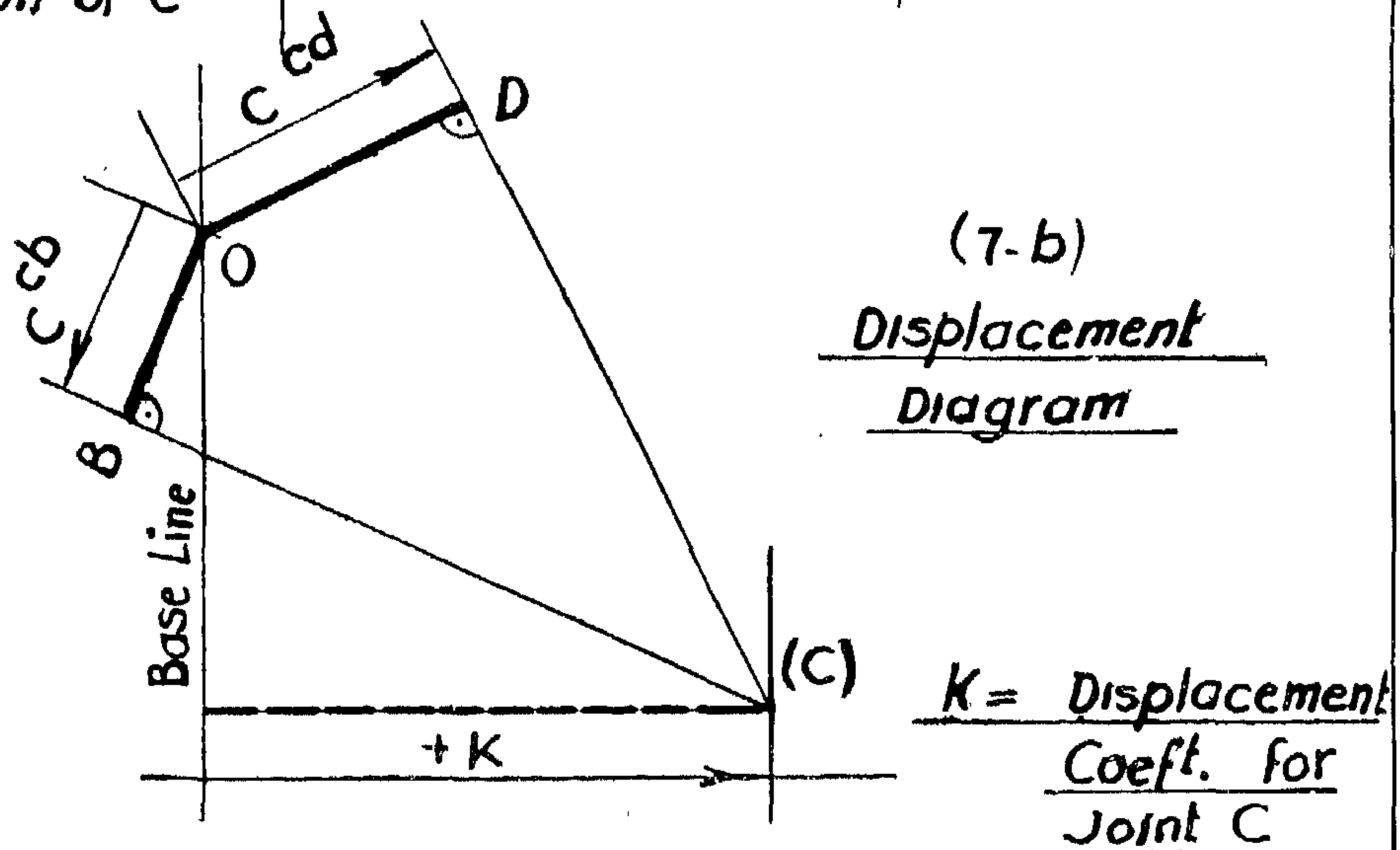


FIGURE (7)

1-8. Joint Displacement Due to The Longitudinal Normal Stresses f. (Geomotrical Continuity).

Equation (31) gives the translation of the entire cross section of the plate element in its plane. If we consider any cross section of a hipped plate structure (figure 7), it will easily be seen that for geometrical continuity at the joints of intersection of the plates, the translations given by equation (31) must be associated with other translations normal to the plate elements. By geometrical continuity here we mean the condition that the joint displacement in the contiguous plates along their line of intersection are identical. This means that the deflections obtained by equation (31) will only represent the components along the plate elements of the resultant translations. The other components normal to the plates are independent on the longitudinal normal stresses, but as will be seen later are governed by the bending moments in the transverse direction. Their magnitude will vary over the cross section, but for geometrical continuity we are only concerned here with the displacements at the joints.

Now, referring to figure (7), let us assume that the plate deflections "y" at any section, for the two plate elements CB and CD are given, and we need to find the resultant displacement of joint C. This can easily be done by the simple construction in figure (7.a), in which

$$OB = y^{cb}$$
$$OD = y^{cd}$$

where y^{cb} and y^{cd} are the plane deflections in plates C B and C D respectively,. and are drawn prallel to these plates. Lines B C and D C are drawn normal to the plates. O C will give the total or resultant translation of joint C, while the vectors B C and D C will represent the translations of C normal to plates C B and C D respectively.

The construction in Figure (7) is similar to that used in the graphical solution for the deflection of trusses under axial member deformations.

1-9. Displacement Coefficient for The Longitudinal Direction.

If the construction in figure (7-a) is modified as shown in figure (7-B) so that :

$$OB = C^{cb}$$
$$OD = C^{cd}$$

where C is the corresponding deflection constant for the plate previously given in equation (32).

O C = resultant translation of joint C divided by (rw). Since the stress factor (M_o) and the corresponding external loading producing the deflections (y_o) will be the same for all plate elements, it follows that the term (rw) will also have the same value in all plates, and therefore diagrams (7-a) and (7-b) will be similar.

It is interesting to notice that the construction (7-b) is much more convenient since it is valid for all cross sections of the plate, under all cases of loading. It only depends on the type of the external unit shear and the manner in which it is divided between the plate elements, as well as the span L.

The horizontal component of vector O C, figure (7-b) is denoted by the symbol (k) where :

K is called the displacement coefficient for the longitudinal direction.

"K" will be given with two subscripts, the first of which refers to the joint where the displacement takes place and the second to the joint at which the unit external shear producing the deflection constant C acts.

If (C) here belongs to a unit external horizontal shear (which will always be the case) at joint B, then the displacement coefficient "K" thus obtained will be K_{CB}, or K_{21} if (1) and (2) refer to B and C respectively. As shown K will be positive when the displacement OC is inwards, i.e. towards the line of symmetry of the section.

ing condition here is that the shear-slope values in all plates framing into the joint are equal, while in the moment distribution the sum of the end moment in all members should be zero. The balancing shear slopes here will have opposite signs, while in the moment distribution they will have the same sign.

Finally the carry over factor here is -0.5 instead of $+0.5$ in moment distribution.

1-7. Displacement of Plate Elements in Their Planes.

We shall consider here the deflection of each plate in its plane, as a beam, due to the longitudminal normal stresses (f) therein. The relative angle of rotation ($d\Phi$) between two cross sections in the plate distance (dx) apart will be :

$$d\Phi = \frac{\Delta f}{E h} \cdot dx \qquad (26)$$

in which :

Δf = difference of the normal longitudinal stresses at the top and bottom edges of the plate.

h = depth of the plate.

Substituting for the stress (f) by the unit shear slopes in equation (18), relation (26) may be expressed as follows :

$$d\Phi = \frac{\Delta \alpha_1}{E h} M_0 \, dx \qquad (27)$$

in which :

$\Delta \alpha_1$ = difference between the unit shear slopes at the top and bottom edges of the plate.

Notice here that the term ($\frac{\Delta \alpha_1}{E h}$) will be constant for all sections of the plate.

From equation (27) it follows that the deflection "y" due to the longitudinal stresses f will be :

$$y = \frac{\Delta \alpha_1}{E h} (y_0 E I) \qquad (28)$$

in which :

y_0 = deflection at the same section of a simply supported beam loaded by the same loads producing the stress factor M_0.

$I = th^3/12$.

The deflection "y" will be towards the edge in which the unit shear slope (α_1) is greater.

The deflection (y_0) may be expressed in terms of the external load corresponding to the stress factor (M_0), and the span L as follows :

$$E I \cdot y_0 = r L^4 w \qquad (29)$$

in which :

w = intensity of the M_0 – load at a chosen section, say at mid-span.

"r" is called here the "deflection coefficient".

It will be seen later that we shall be interested in the deflection at mid-span only.

Table (1) gives the values of the deflection coefficient "r" and the stress factor "M_0" at mid-span for various types of loading.

In the case when the beam is subjected to concentrated loads, equation (29) may also be used and (w) can represent the average intensity of load on the span ; i.e. :

$$w = \frac{\Sigma P}{L} \qquad (30)$$

From equations (28) and (29), the deflection "y" may be expressed as follows :

$$y = C \quad rw \qquad (31)$$

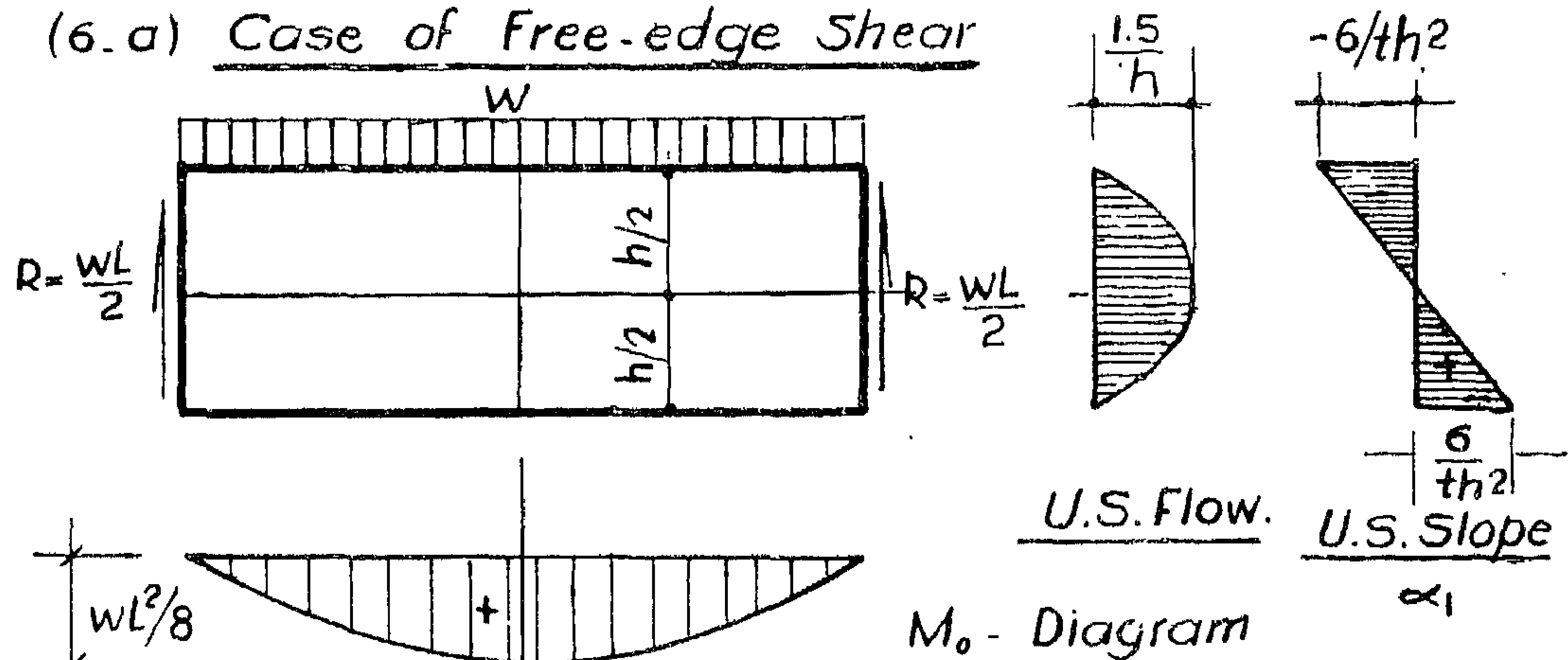
in which :

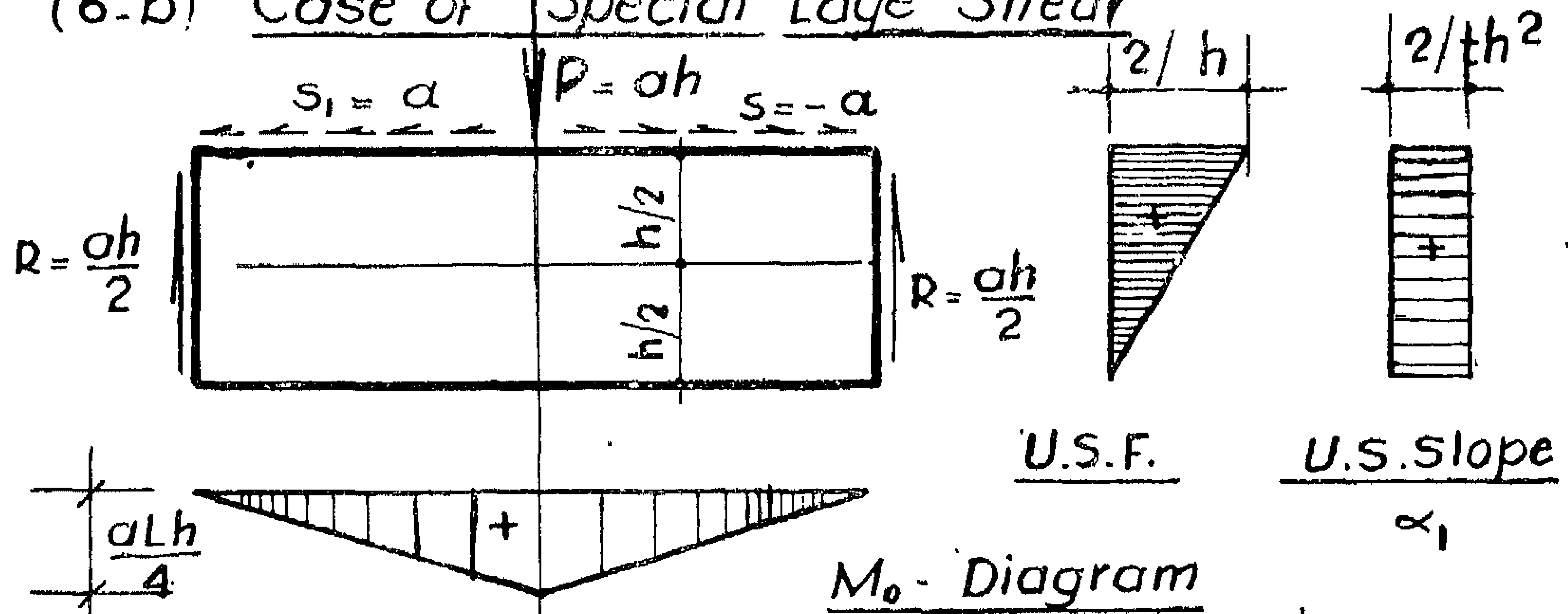
$$C = \frac{\Delta \alpha_1}{E h} L^4 \qquad (32)$$

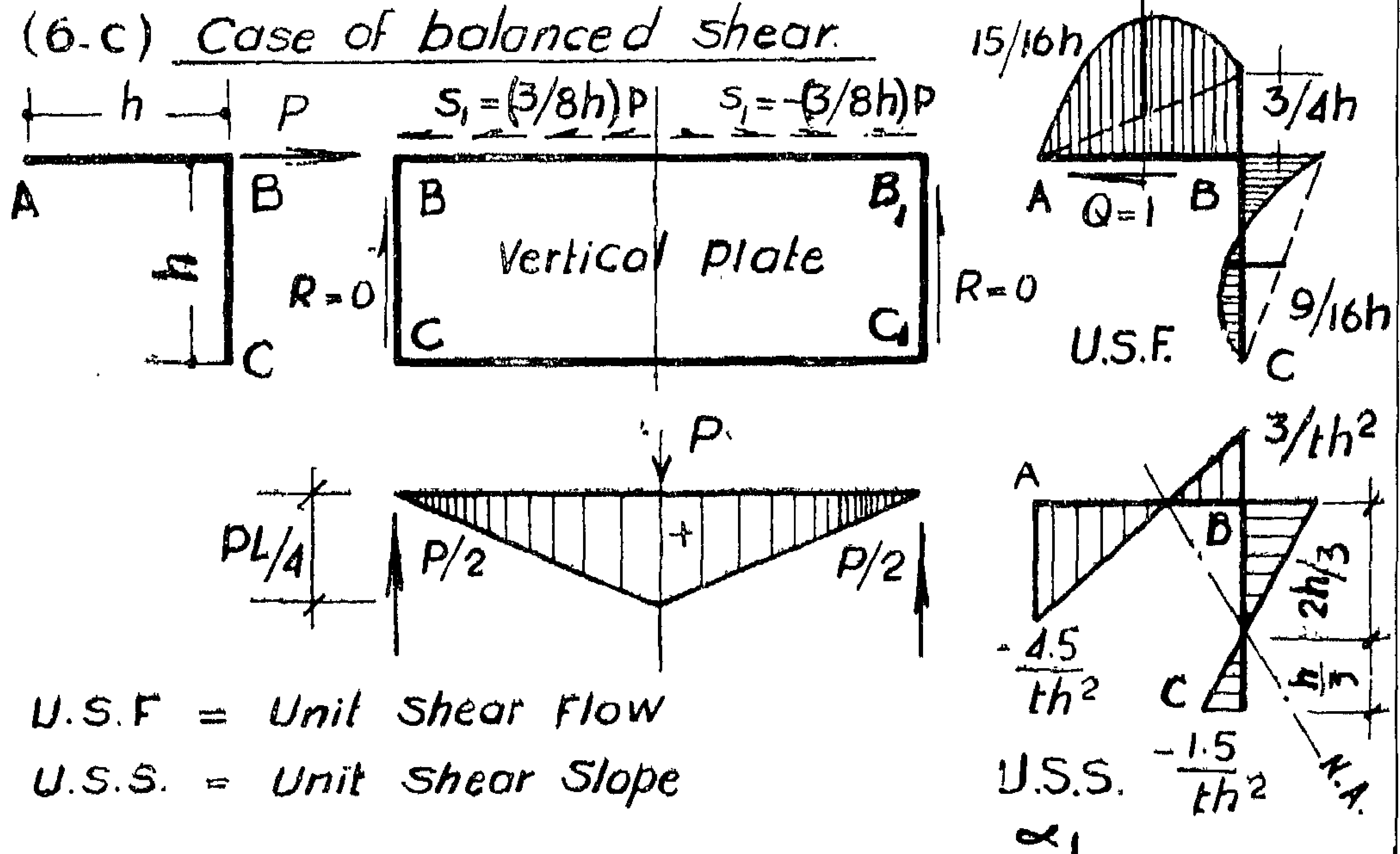
C = deflection constant for the plate.

Notice that (C) will have the same value at all sections of the plate, and hence "y" will vary as the deflection coefficient (r).

FIG. (6) Typical Cases of Stress Distribution







As a result of all this it follows that in any cross section of a hipped-plate structure, the unit shear slope (α_j) at the joints of intersection of two (or more) plates must have the same value in both plates.

The actual distribution of the shear flow (s), or the shear slopes (α) will depend however on the manner in which the external shear is divided between the plate elements. If the total shearing force Q on each plate element is known then the shear flow (s) therein will be composed of a parabolic "free-edge shear" diagram similar to that in figure (5-b), together with two additional systems of "balanced shear" as these shown in figure (5-d). The addition of these balanced shear diagrams will not change the total shearing force on the plate section, but is necessary in order to have equal shear slopes at the joints of intersection in both plates.

Consider now a hipped-plate cross section similar to that in figure (1), and assume that the shearing force Q in each plate element is known. The free-edge shear flow in each plate can easily be obtained as in figure (5-b). For any plate element, if we look in the same direction as the shearing force Q therein, the shear flow diagram should appear to the right. We are in fact interested in the shear slopes (α), rather than the shears (s). Thus for any plate element the end free-edge shear slopes will be (equation 20).

$$\alpha_0 = \pm \frac{6\,Q}{t\,h^2}$$

$$= \pm \frac{6\,Q}{Ah} \qquad (20\text{-a})$$

where A = th = area of the plate section. The negative sign corresponds to the end towards which the shearing force Q points. At each joint, the values (α_0) thus obtained for the two contiguous plates will generally be unequal, and hence need to be corrected by adding appropriate balanced shears.

Consider for example joint C in figure (1) at which the two pltaes CH and CD intersect, and assume that the difference between the (α_0) values therein is (α) say. It is then necessary to increase the smaller (α_0) value and decrease the bigger one by adding suitable balanced shear systems similar to those in figure (5-d) until the slopes at joint C become equal. The numerical sum of the two added shear slopes will be equal and opposite to the difference (α) between the shear slopes (α_0) in CB and CD at C. Since the two balanced shear systems added to these plates must have equal values for the mutual shear flow (s) at the joint of intersecion C, it follows from equation (24) that the added value of the shear slope in each plate will be inversely proportional to 1/A. This is called the balancing step, and can be done at all joints at the same time.

It can however be seen, that the addition of balancing shears will result in additional shear slopes at both ends of the plates. Considering again the case of the two plates CB and CD, it follows from equation (24) that the shear slopes developing at the far ends B and D respectively will be equal to half the balancing shear slope values at C and will have opposite signs. These may be regarded as "carry-over" shear slopes. As a result of these shear-slopes carried over to the far ends, the joints will become once more unbalanced, meaning that the shear slopes therein will be unequal.

We then have to repeat the process of balancing these joints by re-distributing the difference of the shear slopes therein, followed by a carry-over step until the required degree of accuracy is reached.

The method is similar to the moment distribution procedure. The free edge shear slopes obtained with all the plates disconnected at the joints, correspond to the fixed end moments in the moment distribution method wit joints clamped. In the balancing step here the plates are re-connected at the edges thus creating edge shears, while in the moment distribution method the joints are allowed to rotate thus creating end moments in the near ends of the members. Notice that the balanc-

The two end vertical upward reactions resulting from the triangular distribution of shears on the end cross sections will be:

$$R = 0.5 \text{ ah}$$

For static equilibrium a vertical downward liad, P = 2 R = ah needs to act at the middle section of the plate as shown. In this case the unit shear slope will be constant and equal to:

$$\alpha = 2/th^2$$

The stress factor (M_o) will be equal to the bending moment due to the vertical loading only, and will be as shown in the figure. At any cross section distance (x) from the left support we have:

$$M_o = R.x \quad = 0.5 \text{ a h x}$$

$$f = \alpha_1 M_o = \left(\frac{a}{th}\right)$$

It can be seen by considering the actual loads here that no bending moment will really be produced at any section, since the edge shears s_1 = a and the end vertical reactions R = 0.5 ha will produce equal and opposite moments. An axial tensile force N = ax is the only straining action at any section dist. (x) from the supports, and hence the normal stresses will be uniformly distributed and will be equal to the same value obtained by equation (18) namely:

$$f = \left(\frac{a}{th}\right) x$$

The third case is more interesting and is shown in figure (6-c) in which the shear flow over the vertical plate of the angle cross section represents the so-called balanced shear system when the external loading is horizontal. For static equilibrium the total shearing force at any section is taken by the horizontal plate element while the sum of the shears over the vertical plate will be zero. In this case the distribution of the shear flow (s) over the two plate elements of the cross section due to a unit horizontal shearing force Q = 1 as shown may be obtained by the ordinary classic beam theory, or by the relaxation method presented hereafter, article (1-6). This shear distribution and the corresponding unit shear slope diagram are given in the figure. The stress factor (M_o) diagram is also given, and it can be seen that it represests the bending moment diagram in an ordinary simple beam under the given external loading which in this case is taken as a central concentrated load P. Assuming the positive direction for the transverse axis (y.y(in the horizontal plate to be in the chosen direction for the unit horizontal shear (which is always positive), it follows that the bending moment produced by the loading P shown in the figure, which represents the stress factor M_o, will be positive. This factor M_o applies to both plate elements, i.e. to the entire cross section. Considering the vertical plate element,, it is seen that the only external action thereon is the constant edge shears "s" where

$$s = \pm \frac{3 P}{8 h}$$

The total straining action on any section distant (x) from the end supports will be equal to a single edge tensile force N where:

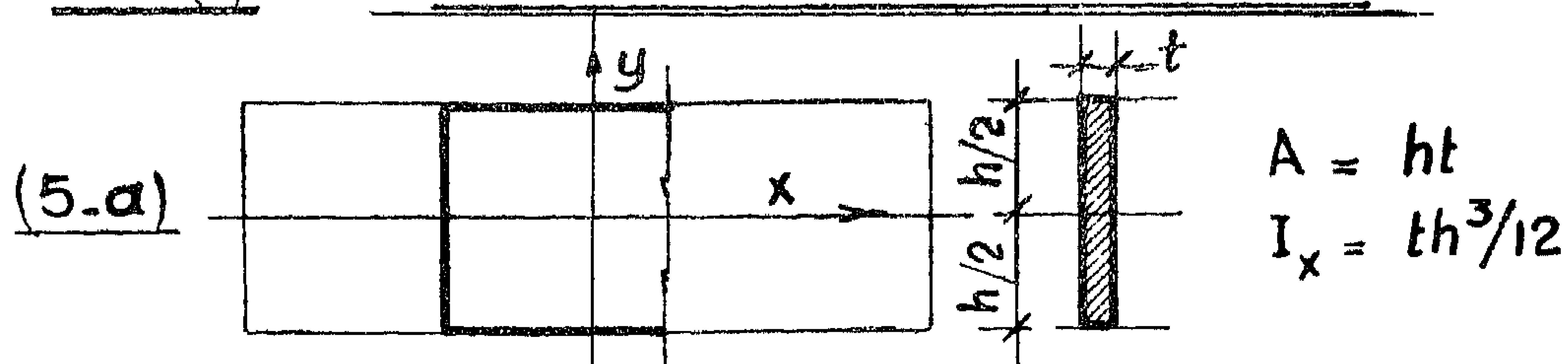
$$N = \left(\frac{3 P}{8 h}\right) x$$

The normal stress distribution produced by this eccentric force N is exactly the same as obtained here by the unit shear slope method in figure (6).

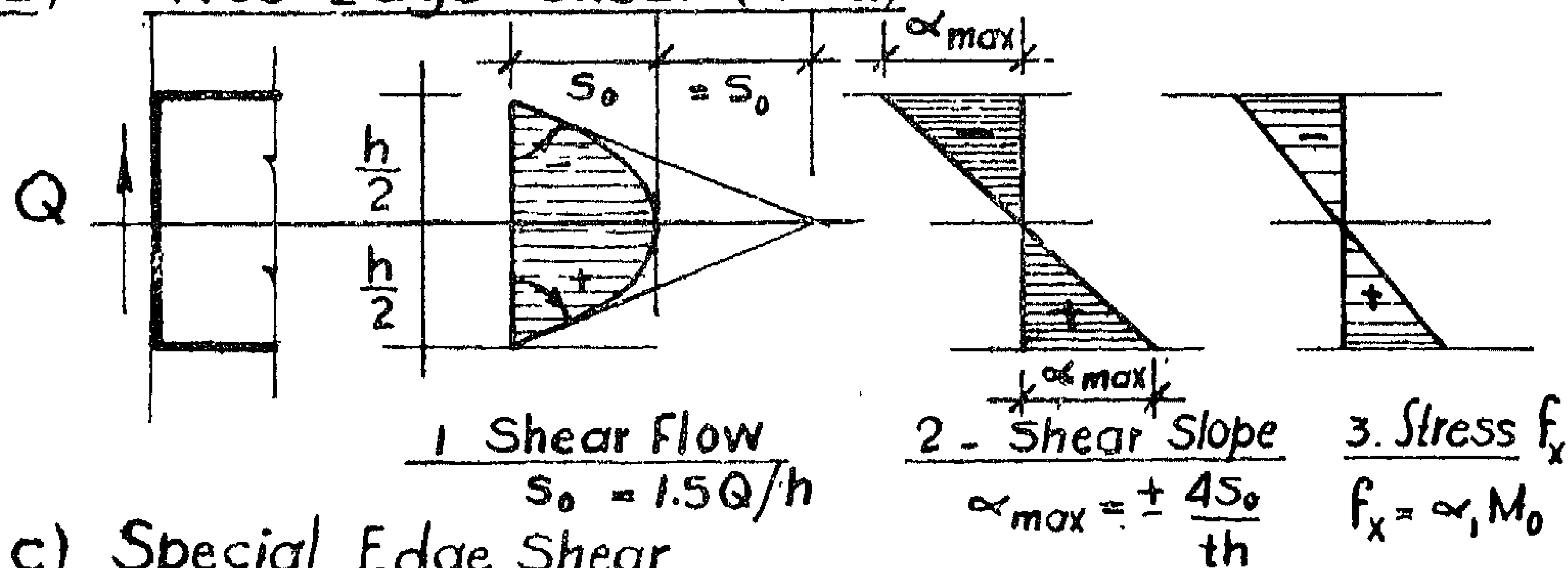
1-6. Distribution of Shear-Slopes.

It has been clearly shown in the previous articles that at any cross section in a hipped plate structure, the stress factor (M_o), equation (18), should have the same value for all plate elements. In addition to this, the normal longitudinal stresses (f) along the lines of intersection of the contiguous plates should also be equal in both plates since the longitudinal strains therein must be identical, as long as the effect of the transverse normal stresses (f_y) on these strains is disregarded.

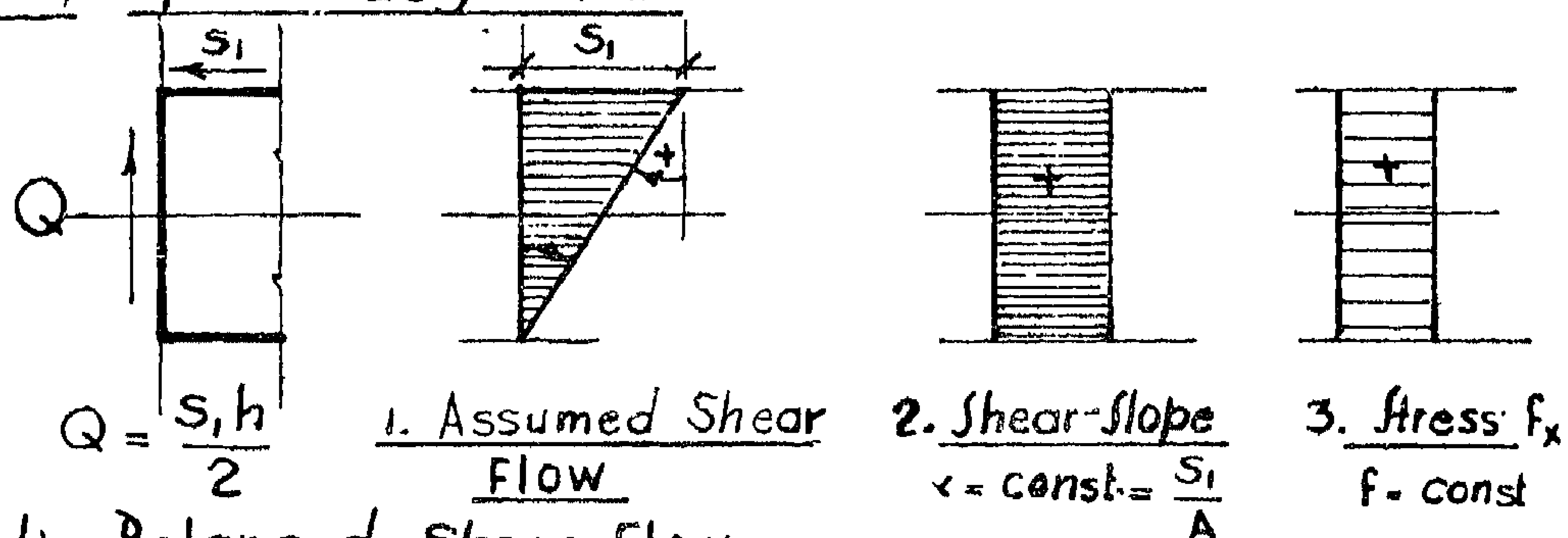
FIG.(5) TYPES OF SHEAR FLOW



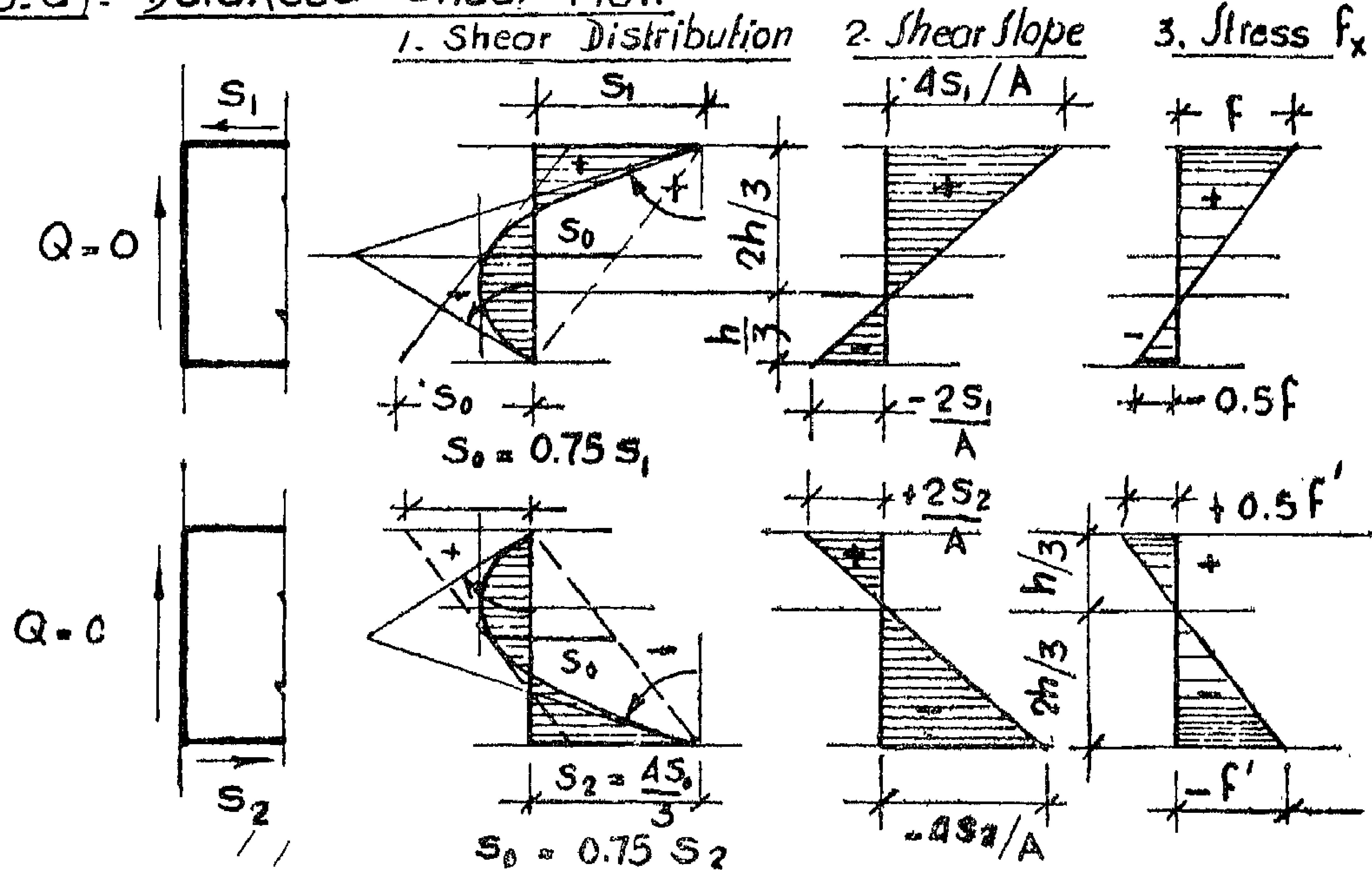
(5-b) Free-Edge Shear. (F.E.S.)



(5-c) Special Edge Shear



(5.d). Balanced Shear Flow



tion is given by the area of the triangular shear flow diagram and will be

$$Q = 0.5\ s_1\ h \qquad (21)$$

The shear slope in this case will be constant and will be equal to :

$$\alpha = \frac{s_1}{th} \qquad (22)$$

In this case the normal stress (f) will also be uniformly distributed over the cross section.

Similar to this, will be the csae when the bottom edge fibers are subjected to shears (s_2) while $s_1 = o$ at the top fibers.

c) *Balanced Shear Flow :*

By the "balanced shear flow" is meant the shear distribution over the plate cross section when the shearing force Q therein is zero but the edge shears s_1 or s_2 have some value.

This case which is shown in figures (5-d) may be obtained by adding the two previous types of shear distribution when the shearing forces Q have equal and opposite values. The shear flow will then consist of a second degree parabola subtracted from a triangle both having the same area ; thus :

$$s_0 = -\ 0.75\ s_1$$

or (23)

$$s_0 = -\ 0.75\ s_2$$

The shear slope will still be given by a linear function as shown and will have the following values at the edge fibers :

$$\alpha\ \text{max.} = \frac{-\ 4\ s_0 + s_1}{th} = \frac{4\,s_1}{th}$$

$$\alpha\ \text{min.} = \frac{+\ 4\ s_0 + s_1}{th} = \frac{-2s_1}{th}$$

(24)

Similarly, for the other case of (s_2) only :

$$\alpha\ \text{max.} = \frac{-\ 4\ s_2}{th}$$

$$\alpha\ \text{min.} = \frac{2\ s_2}{th}$$

For both cases however :

$$\alpha\ \text{min.} = -\ 0.5\ \alpha\ \text{max.} \qquad (25)$$

In all these cases the shearing force Q is supposed to result from a unit external shearing force distributed between the plate elements in some manner and giving this value of shear Q in the plate element under consideration. Hence the shear slopes thus obtaind will be the unit shear slopes as given by equation (18).

It is interesting to see the actual cases of loading which may produce these types of shear and normal stress distribution. Some examples on such loadings are shown in figure (6).

In figure (6-a) is shown the case of a simply supported single plate loaded in its plane by vertical loads with no edge shears. This is the case of "free-edge shear". The normal and shear stresses in this case are similar to those given by the ordinary beam theory. For a single plate, as it is the case here the unit shear slopes (α_1) equation (18) should correspond to a unit shearing force $Q = 1$ acting vertically upwards. The shear flow and the unit shear slope diagrams which are valid for all cross sections of the plate are shown in the figure together with the stress factor M_o diagram which will simply be the ordinary B.M.D. in this case.

An example on the case called "special edge shear" is shown in figure (6-b). Here the edge shears s_1 are positive to the left of the y.y axis and are negative to the right, and have a constant value :

$$s_1 = \pm\ a$$

they act towards the plane of symmetry, i.e. when they act inwards. (See figure 9-a).

Consider the case of an auxilary load system acting horizontally along the lines BB_1 on both sides of the sectiin, and distributed over these lines in some chosen manner. To the left of the longitudinal plane of symmetry this loading acts from left to right, and to the right of this plane it acts from right to left. The shearing force at any cross section will consist of two horizontal forces "H" acting at the joints of intersection B of the contiguous plaes BA and BC, and are assumed to be distributed directly by smple statics over these plates by resolving the horizontal shearing force on each side along BA and BC respectively (see fig. 8-c). Hence, for a unit horizontal inward force at joints B resolved along the plates BA and BC in this way, the distribution of the unit shear slopes (α_1) all over the cross section can be obtained as will be shown later (see article 1-6). Equation (18) may then be used to give the distribution of the longitudinal normal stresses in this case by multiplying the unit shear slopes thus obtained by the corresponding stress factor M_o, equal to the bending moment in a simple beam loaded normally by the auxiliary load system as will be discussed later.

1-5. Types of the shear flow distribution.

If we assume that the longitudinal normal stress (f) over any plate element has a linear distribution, then the shear slopes (α) therein should also have a similar linear distribution, and hence the shear flow itself must be given by a parabolic function of the second order. The various typical shapes for the shear flow distribution and the corresponding longitudinal normal stress distribution in a cross section of any plate element are shown in figure (5) and are discusser herefter.

a) *Free-edge Shear (F.E.S.):*

By the free-edge shear is meant the case when the top and bottom edges of the plate element are free of any shears (s_1) and (s_2), as shown in figur 5-b). In this case the shear flow distribution will be given by a symmetrical second degree parabola with zero values at the top and bottom fibers. The maximum value for the shear flow (s_o) will be at the centroid of the rectangular section and will be :

$$s_o = \frac{1.5\ Q}{h} \tag{19}$$

Referring to figure (5), positive values for the shear flow are measured in the positive direction of (x.x). These values of course correspond to positive shearing force Q in the positive direction of (y.y); i.e. acting upwards. The shear slopes in this case will follow a linear distribution with maximum edge values :

$$\alpha \text{ max.} = \pm \frac{4\ s_o}{th}$$

$$= \pm \frac{6\ Q}{t\,h^2}$$

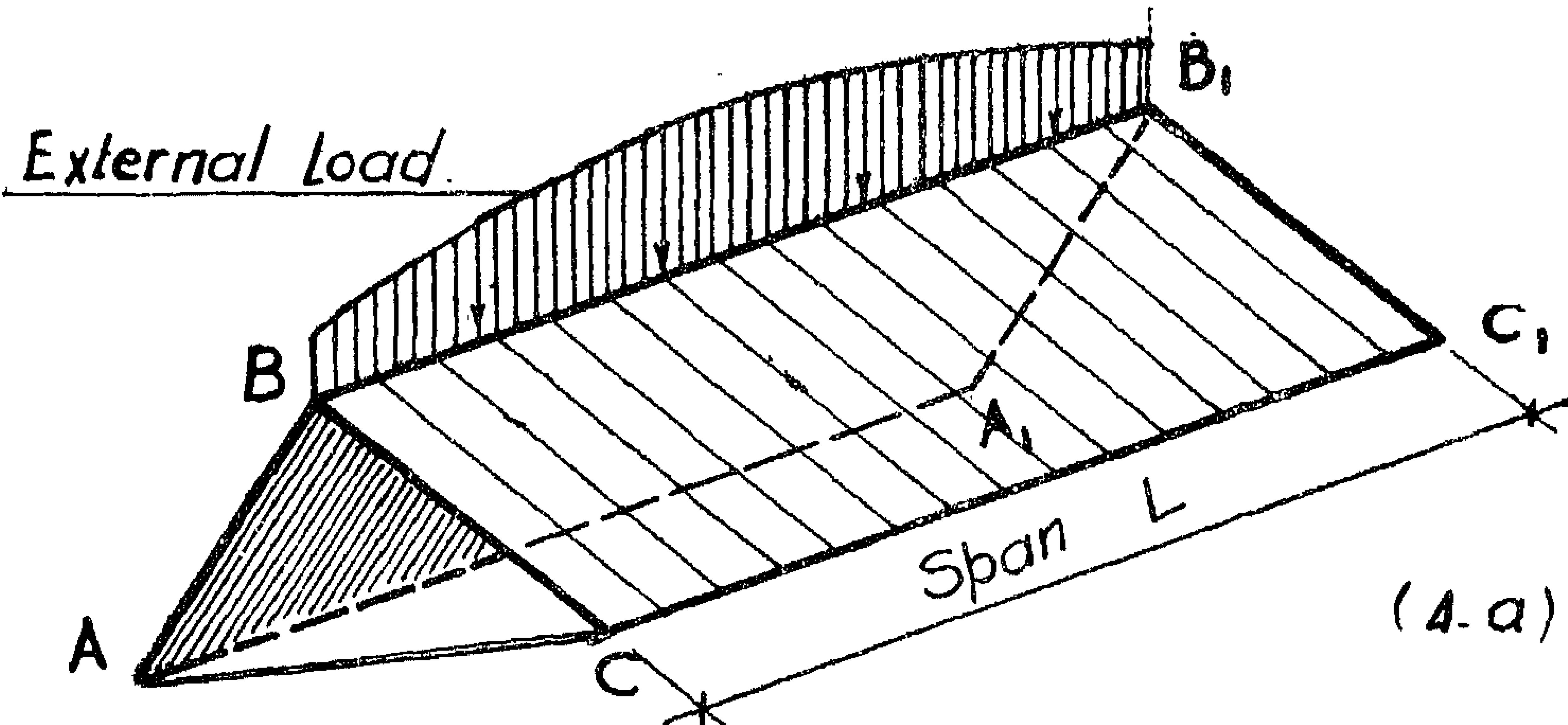
Below the x.x axis in this case (α) is positive since it corresponds to clockwise angles between the tangents to the s-diagram and the vertical (yiy) direction as shown by the adopted sign convention.

Notice that the inclination (α) is w.r.t. the area, and this is the reason why in equation (20) we divide by (th) and not by (h) only.

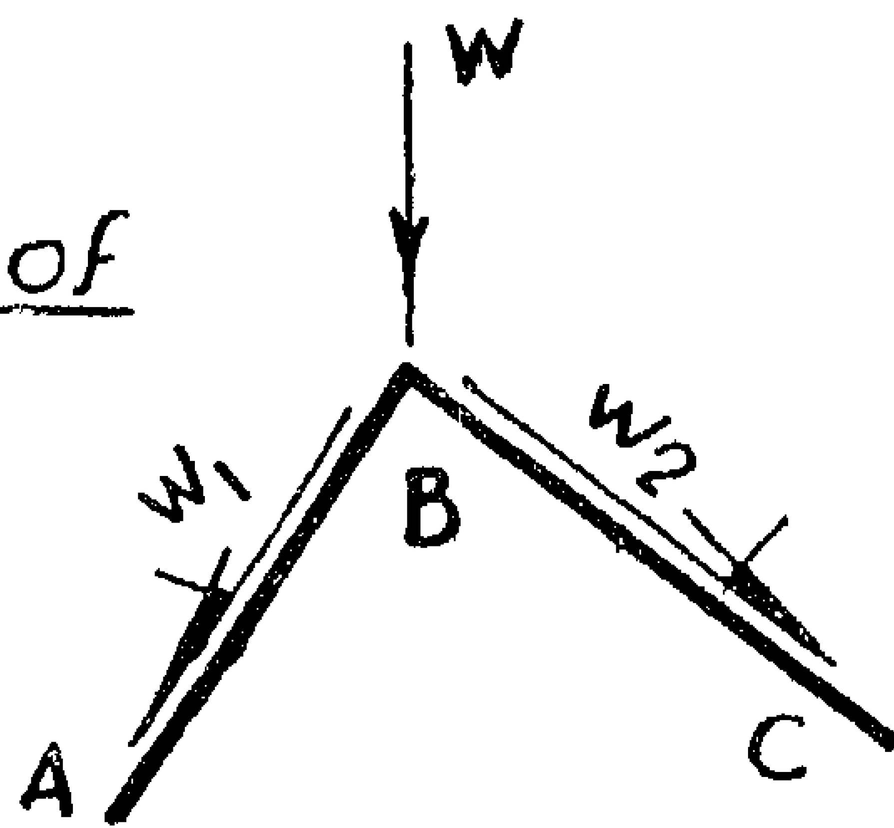
The normal stress distribution in this case is also given in the same figure, and is obtained by multiplying the unit shear slopes by the stress factor (M_o).

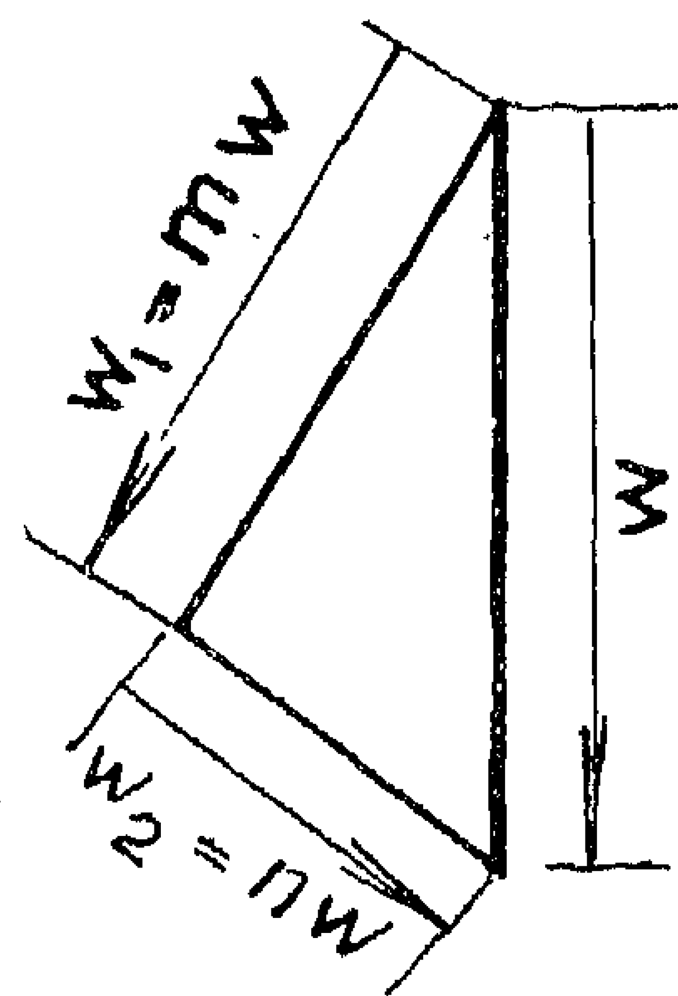
b) *Special Edge Shear* s_1*:*

This case is shown in figure (5-c), in which it is assumed that the shear flow over the section is linear, starting with a maximum value (s_1) at the top fibers equal to the horizontal longitudinal edge shear therein, and gradually decreasing to zero value at the bottom fibers where no edge shears are applied. The total vertical shearing force acting on the cross sec-

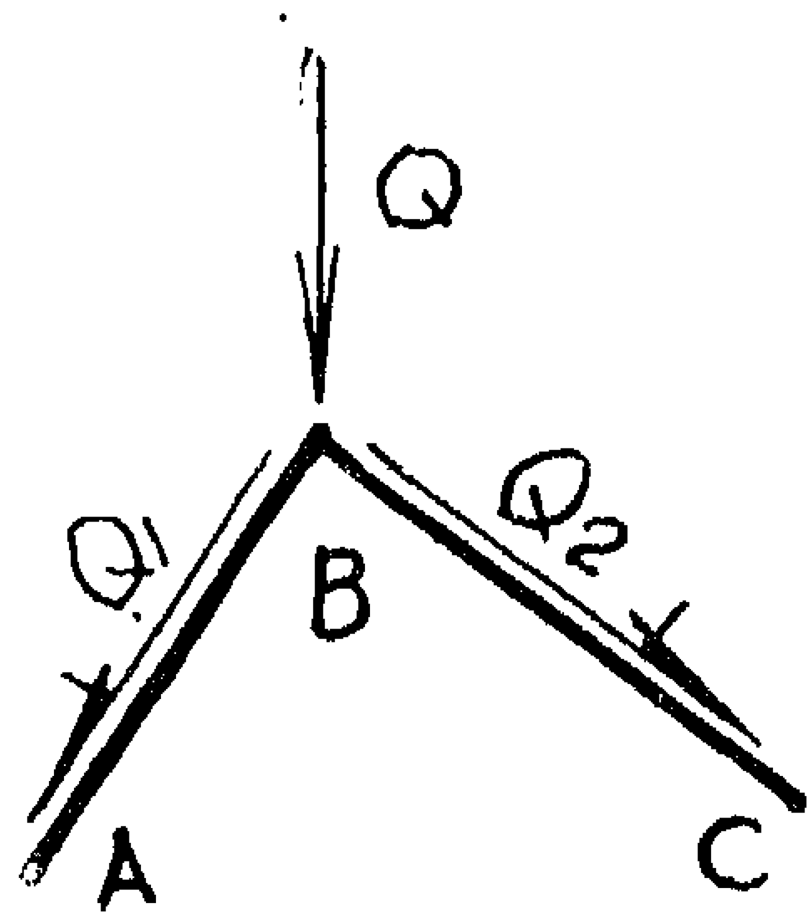


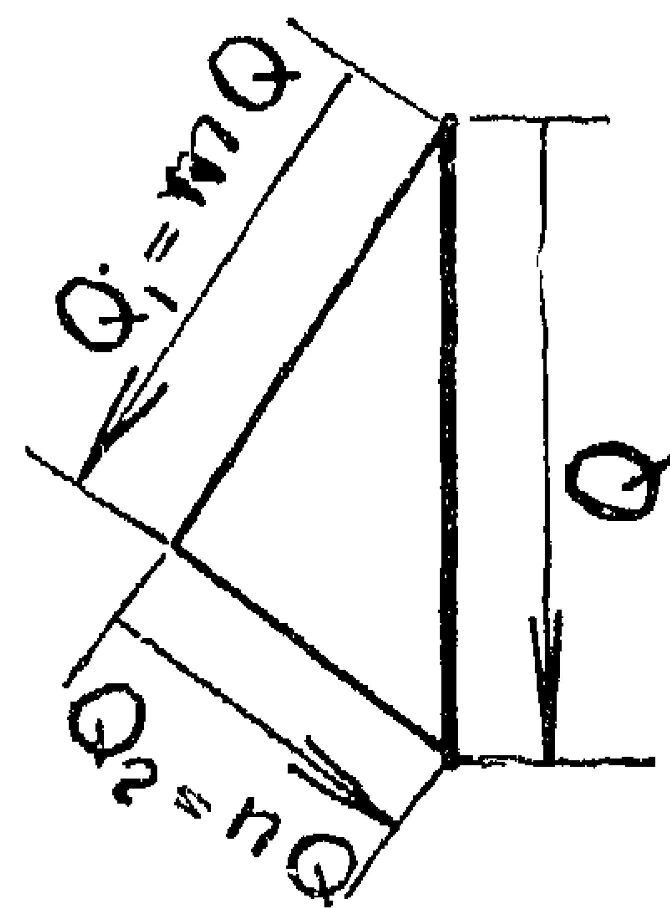
(4-b)
Distribution of Load "w"





(4-c)
Distribution of Shear Q





(4-d)
Loading for Stress Factor M_0

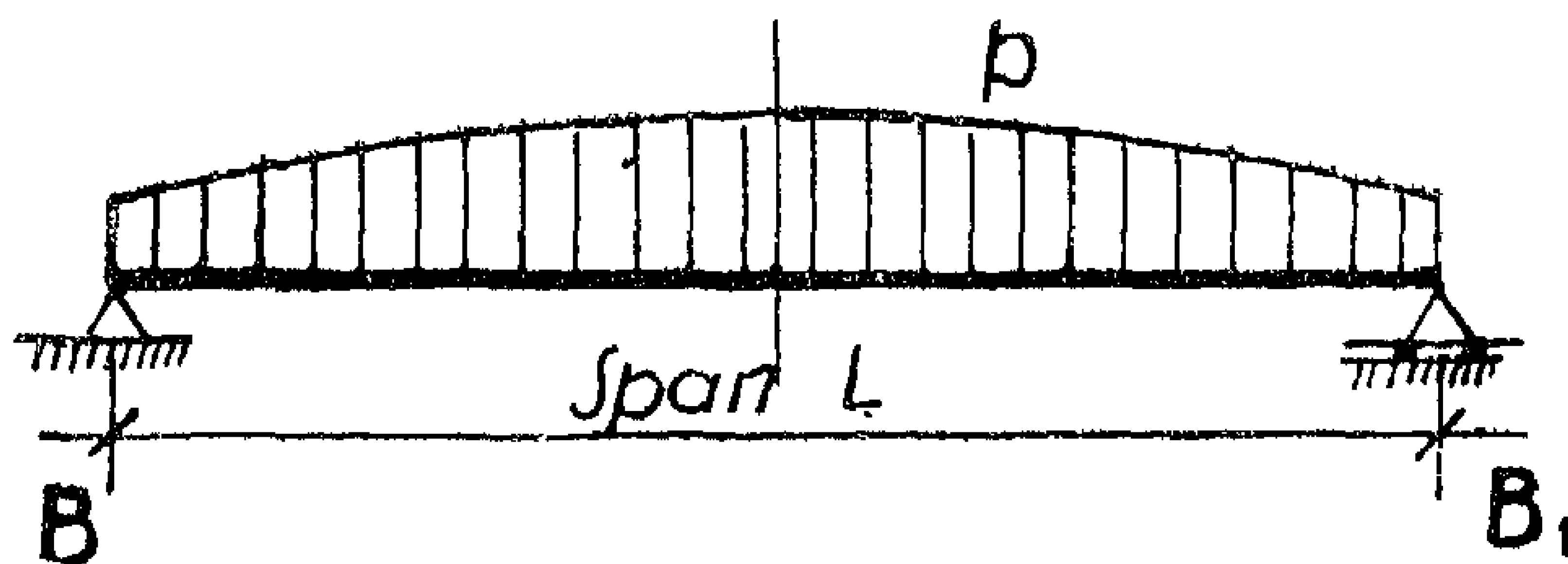


FIGURE (4)

side sections of the strip parallel to the (y-y) axis. If the loading w is downwards, in the negative direction of y, the difference of the two side shears will be upwards. in the positive direction of y.y.

The difference of the shearing forces acting on the two side sections of a transverse strip of unit breadth will be called the "shear difference". It gives the rate of change of the shearing force Q per unit length of (x.x), with opposite sign. Positive values of shear difference mean positive downward load (w) in the negative direction of y. Thus the diagram of the "shear difference" can replace the plate loading (w) diagram in all respects.

Let us now see how the stress relation (18) is applied to the case of the hipped-plate construction. As a simple example we consider the hipped-plate roof shown in figure (4) and consisting of the two contiguous plates AB and BC. It can easily be seen here that, for static equilibrium considerations, both the loading (w) on any strip, and the shearing force Q at any cross section will be distributed between the two plates in the same manner in the ratio m : n say as shown by the force polygons (b & c). Equation (18) may then be applied to any single plate say AB, in which case the unit shear slopes should correspond to the unit shearing force $Q_1 = 1$ and the stress factor M_0 at any section will be equal to the bending moment at the same section of a simple beam loaded by the load $p = w_1$, as shown in figure (4-d). Obviously, p will be distributed in exactly the same manner as (w), and will always be proportional to it. The same thing applies to the plate BC, namely (α_1) corresponds to $Q_2 = 1$ and (M_0) is obtained from the loading $p = w_2$.

It should be clear here that either of these assumptions may be applied to compute the stress distribution in both plates. Namely, by taking $Q_1 = 1$, the shears (s) and hence the unit shear slopes (α_1) can be evluted in both plates, and the normal stresses "f" over the entire section are readily obtained from equation (18) using a stress factor M_0 corresponding to the loading $p = w_1$. In this case the shearing force acting on plate BC will be equal to (n/m), the total external shear will be (l/m) and the simple beam leading will be ($p = m$ w). The distribution of the shear flow s, or more precisely the unit shear slopes (α_1) in this case is obtained as will be given hereafter. (See article 1-6.)

It is more convenient however to assume the unit shear slopes α_1 to correspond to an external shearing force $Q = 1$ acting on the entire hipped-plate section parallel to the loading w, in which case the stress factor (M_0) will be obtained from the full loading (w) acting on the simple span L. It can easily be seen that this gives the same result as before.

This of course applies also to the case of the more complicated hipped-plate roofs as that shown in figure (1). For any vertical loading w which is to be distributed on the plate elements in some assumed manner, as will be discussed later, the normal stress distribution can be obtained by multiplying the unit shear slopes resulting from a unit vertical shearing force $Q = 1$ distributed over the plate elements in the same manner as w, by the stress factor (M_0) corresponding to a simple beam loaded by the entire load (w) itself. Notice here that the stress factor M_0 is the same for all points in the cross section.

If the load w in figure (4) acts hirizontally, the longitudinal stresses f may also be obtained from equation (18). In this case the stress factor M_0 will be the same as for the vertical loading w, but the unit shear slopes (α_1) will be different since they will correspond to a unit horizontal shearing force $Q = 1$.

We may now proceed to the more complex hipped-plate section given in figure (1). A special type of loading called the "auxiliary load system" will be discussed later, and will consist of horizontal loads acting along the lines of intersectiin of the contiguous plates on both sides of the plane of symmetry. These auxiliary loads are considered positive when

1-3. Unit Shear Slope.

From equation (17), we have:

$$f = (\frac{1}{Q} \cdot \frac{d\,q}{d\,y})\ M_o$$

$$f = (\frac{d\,q_1}{d\,y})\ M_o \qquad (a)$$

where (q_1) is the shear shress corresponding to a unit shearing force $Q = 1$.

For the thin rectangular section of the plate elements, where (q) is supposed to be uniformly distributed over the thickness t of the plate, the total shear s per unit length, which is usually called the "shear flow" will be:

$$s = q\,t$$

or

$$s_1 = q_1 t$$

and

$$dq_1 = \frac{d\,s_1}{t}$$

Hence:

$$f_x = \frac{d\,s_1}{t\,d\,h}\ M_o$$

or

$$f = \alpha_1\ M_o \qquad (18)$$

where:

$$\alpha_1 = \frac{d\,s_1}{t\,d\,h} = \frac{d\,s_1}{d\,A}$$

= rate of change of the unit shear flow s_1 corresponding to $Q = 1$, with respect to the area A of the cross section where $A = th$.

"α_1" will be called the unit shear slope. It measures the angle between the tangent to the shear flow diagram (s) and the (y.y) axis, divided by the thickness t. Clockwise inclination from the (y.y) axis to the tangent gives positive value for the unit shear slope.

It will be found that the shear flow (s) is more convenient than the shear stress (q). At the intersection of the contiguous plate elements the shear flow (s) will have the same value in both plates while the shear stresses therein will be inversely proportional to the thickness t of each plate. Furthermore, the total shearing force Q acting on each plate element is directly given by the area of the shear flow diagram.

It is important to notice here that for prismatic plate elements, the distribution of the unit shear diagram s_1 will be the same at all sections of the plate. This distribution will depend however on the edge shears between the contiguous plates. If the total shearing force in each plate element is known it will be possible to find the shear stress or shear flow distribution as will be explained later (article 1-6).

1-4. Stress Factor M_o — Shear Difference.

The value (M_o) in equation (18) will be called the (stress factor). Multiplying the unit shear slopes (α_1) by this factor we obtain the normal longiturinal stross (f).

While the distribution of the unit shear slopes $((\alpha_1)$ will be the same at all sections of the plate, the stress factor (M_o) will vary from section to another. At any section M_o will be equal to the value of the bending moment at the same section in a simple beam loaded only by the plate loads (w).

If the distribution of the plate loads (w) is given it will be easy to find the stress factor M_o at any section. In many cases however, it will be seen that instead of the loading (w), we know the rate of change of the shearing force Q_o (or simply Q since they are equal) per unit length of x which is numerically equal to w as given by equation (1).

$$w = -\frac{d\,Q}{d\,x} \qquad (1\text{-}a)$$

Hence, if we consider a transverse strip in the plate, with breadth b in the longitudinal direction (x.x) equal to unity, the plate loading (w) therein will be equal to the difference of the two shearing forces acting on the two

$$\text{normal stress} = f_x + \frac{\delta f_x}{\delta x} dx$$

On "bc" we have :

$$\text{normal stress} = f_y + \frac{\delta f y}{\delta y} dy$$

$$\text{shear stress} = p + \frac{\delta q}{\delta y} dy$$

The total forces acting on each side are obtained by multiplying the corresponding stress value by the area (tdx) or (tdy) as given in figure (3). Considering the equilibrium in the x-x and y.y directions respectively we get :

$$\frac{\delta f x}{\delta x} - \frac{\delta q}{\delta y} = o \qquad 15\text{-a)}$$

$$\frac{\delta f y}{\delta y} - \frac{\delta q}{\delta x} = o \qquad 15\text{-b)}$$

We shall only be interested in the first of those relations, namely (15-a). In the second relation f_y represents the average stress, since the presence of appreciable transverse moments (and shears normal to the plate element) will greatly affect the distribution of the stress f_y.

Let us now apply the relation (15-a) to the case of the plate element shown in figure (2) in which the stress f_x is given by equation (12).

From which :

$$\frac{\delta f x}{\delta x} = (a + by) \frac{d M_o}{d x} \qquad (a)$$

From equation (2) and article (1-1) we have :

$$\frac{d M_o}{d x} = Q_o = Q \qquad (b)$$

Thus :

$$\frac{\delta f x}{\delta x} = (a + by) Q$$

or :

$$\frac{\delta f x}{\delta x} = f_x \left(\frac{Q}{M_o}\right) \qquad (c)$$

and therefore :

$$\frac{\delta q}{\delta y} = f_x \left(\frac{Q}{M_o}\right)$$

Applying this equation to any particular cross section in the plate element, the longitudinal normal stress (f_x) or simply (f), and the shear stress (q) therein will have the following relation :

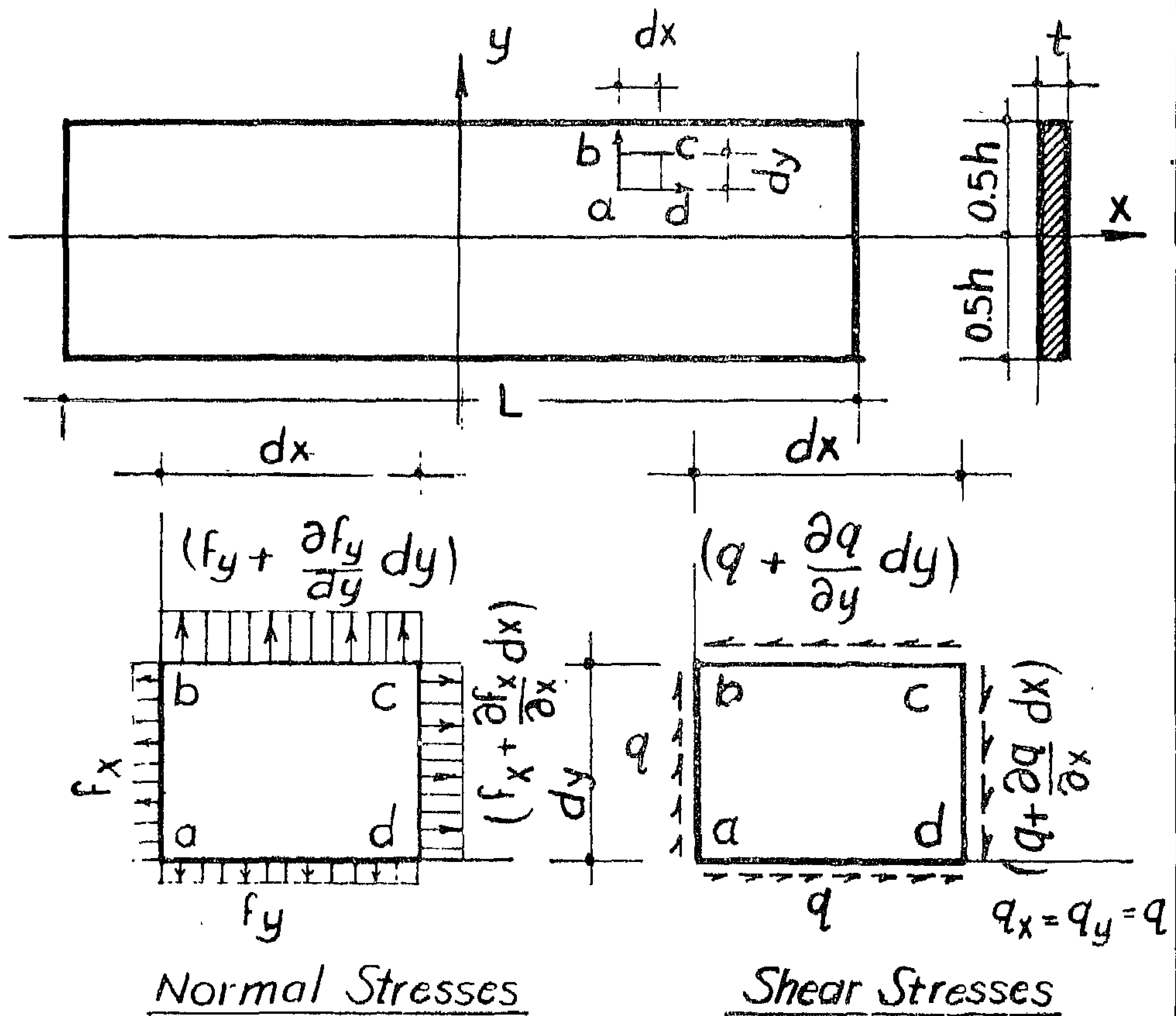
$$f = \frac{d q}{d y} \left(\frac{M_o}{Q}\right) \qquad (17)$$

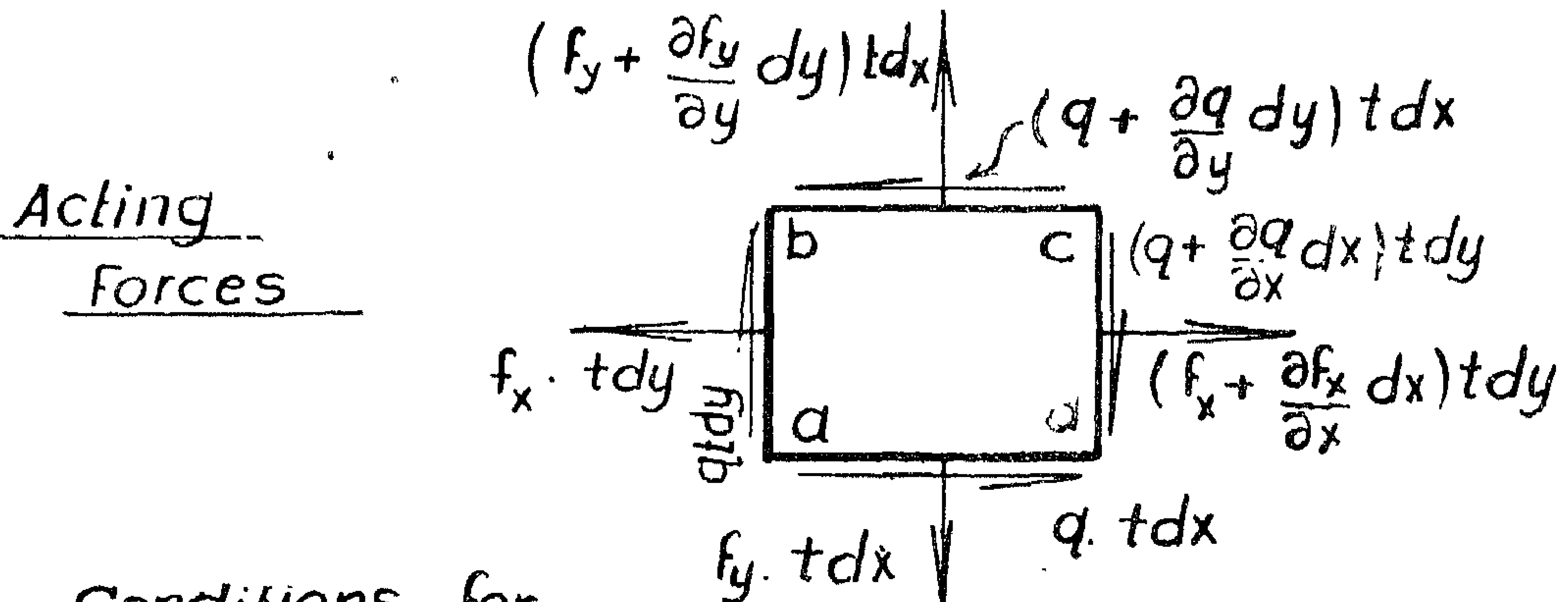
The stresses (f) and (q) in this equation are the *total* stresses produced by the plate loads (w) together with the edge shears (s_1) and (s_2), while (M) and Q are the bending moment and shearing force corresponding to the plate loars (w) only.

We notice here that although no additional shearing force is produced at any cross section due to the edge shears (s_1) and (s_2), article (1.1), yet shear stresses (q) will develope therein, and this makes the distribution of the shear stresses (q) different from that in an ordinary section of a simple beam with no edge shears under the same shearing force.

Referring to equation (17), positive values for q, Q and (dy) are upwards in the positive direction of y. Then, if when drawing the shear stress distribution over the cross section, positive values for q are taken in the positive direction for the (x-x) axis, then positive values of (dq/dy) will correspond to clocgwise inclination of the tangent to the diagram as measured from the (y-y) axis.

Furthermore, it will be seen, especially at the sections where M_o is maximum and Q is zero, that equation (17) cannot be applied. It is therefore recommended that this stross relation be expressed in a more convenient form as given in the next article.





Conditions for Static Equilibrium

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial f_x}{\partial x} - \frac{\partial q}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial f_y}{\partial y} - \frac{\partial q}{\partial x} &= 0 \end{aligned}\right\}$$

FIGURE (3)

This means that no end reactions will be developed at the supports due to the edge shears (S_1) and (S_2). Hence the total shearing force Q at any section will still equal to the simple beam shearing force value (Q_o) corresponding to the plate loading (w) only. This explains why the shears (s_1) and (s_2) were taken as proportional to the beam shearing force (Q_o) values. It is however seen that although no end reactions of the supports, or additional shearing forces at any cross section will be produced by the edge shears S_1 and S_2, yet normal forces (N) and additional moments (M_n) will be created at all sections as shown in figures (2-e) and (2-f). The values of those normal forces (N) and bending moments (M_n) will be:

$$N = \int (n_1 - n_2)\, Q_o\, dx \qquad (6)$$

$$M_n = -0.5\, h \int (n_1 + n_2)\, Q_o\, dx \qquad (7)$$

where h = depth of the plate element.

The integration in (6) and (7) is carried beltween the end left support and the section under consideration. Thus

$$N = (n_1 - n_2) \int Q_o\, dx$$
$$= (n_1 - n_2)\, M_o \qquad (8)$$

and :

$$M_n = -0.5\, h\, (n_1 + n_2)\, M_o \qquad (9)$$

The total bending moment at the section will be:

$$M = M_o + M_n$$
$$= M_o\, [\, 1 - 0.5\, h\, (n_1 + n_2)\,] \qquad (10)$$

Positive values of (N) are for tensile forces, and positve values of (M) are those producing tensile stresses in the bottom fibres where (y) is negative. Hence, the normal longitudinal stresses will be as follows :

$$f_x = \frac{N}{A} - \frac{M}{I}\, y \qquad (11)$$

where : A and I are the area nd moment of inertia respectively of the cross section of the plate ; i.e. :

$$A = ht$$
$$I = th^3/12$$

t = thickness of plate element.

thus:

$$f_x = \left\{ \frac{n_1 - n_2}{A} - \frac{1 - 0.5\, (n_1 + n_2)\, h}{I}\, y \right\} M_o$$
$$= (a + by)\, M_o \qquad (12)$$

in which a and b are constants having the following values :

$$a = \frac{n_1 - n_2}{A} \qquad (13)$$

$$b = \frac{0.5\, (n_1 + n_2)\, h - 1.0}{I} \qquad (14)$$

The dimensions of the constants "a" and "b" will be L^{-3} and L^{-4} respectively, in which "L" stands for length units.

1-2. Relation between the longitudinal Normal and shear stresses.

We mean here the stresses, either normal or shear, acting parallel to the plate element. If the bending moment in the plates in the longitudinal direction is disregarded, in such a way that the plate is considered to act as one way slab, then the longitudinal normal stresses (f_x), and tangential shear stresses[9], both parallel to thl (x.x) and (y.y) axes, will be uniformly distributed over the small thickness (t) of the plate element. The small variation in the distribution of those stresses, as it is actually the case, will not violate the results obtained hereafter.

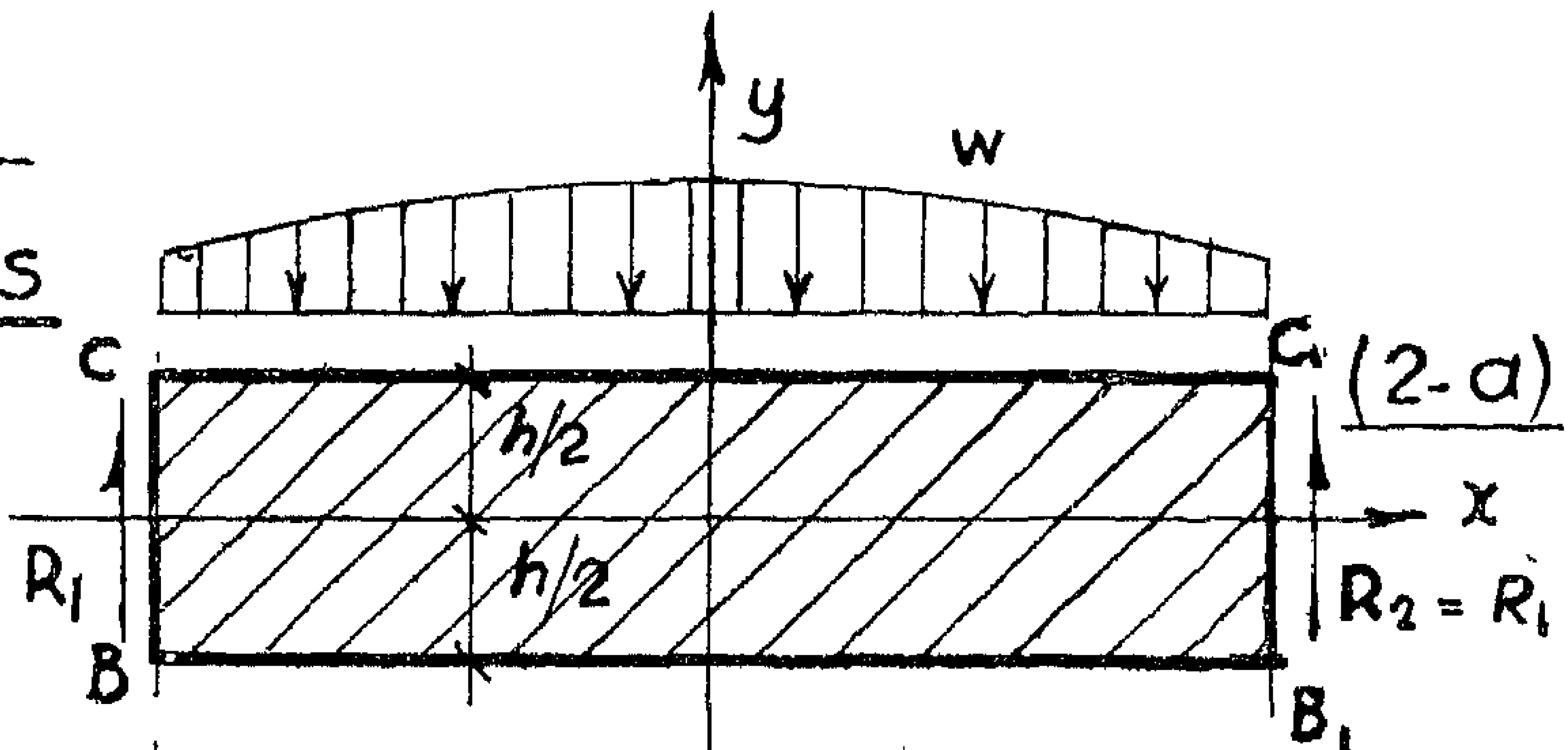
To get the differential relation between the normal and shear stresses in the plate necessary to satisfy the internal static equilibrium, let us consider the infinitesimal rectangular block a b c d, figure (3). If the normal and shear stresses on "ab" are (f_x) and (q) respectively, while those on "ad" are (f) and (q), then the stresses on "cd" will be :

$$\text{shear stress} = q + \frac{\delta q}{\delta x}\, dx$$

FIG. (2)

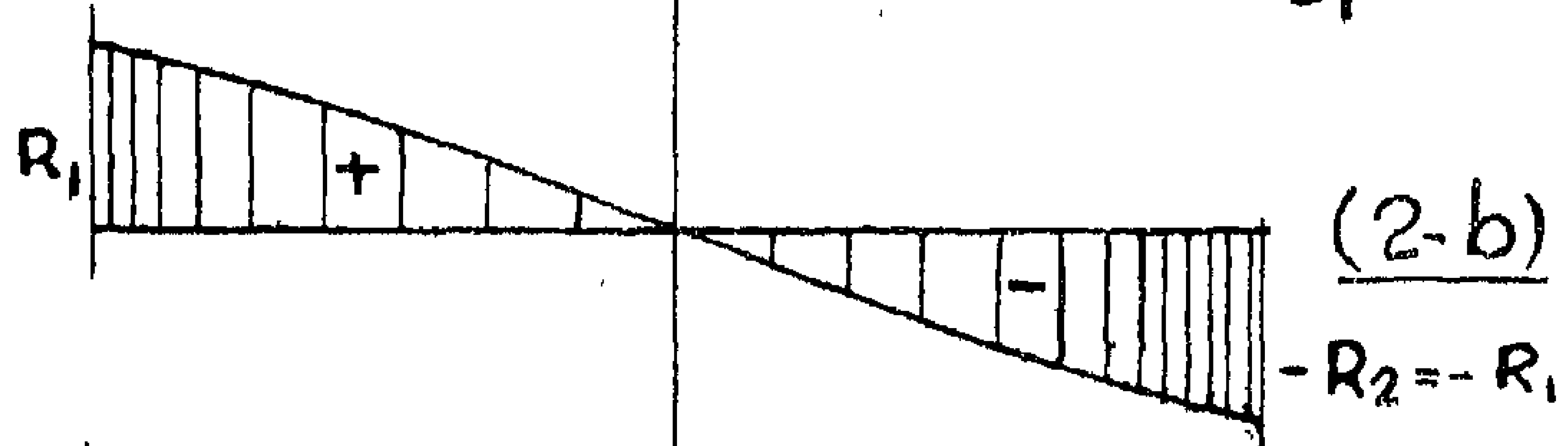
I– PLATE LOADS

$$w = t\int_{-h/2}^{h/2} -\left(\frac{\partial f_y}{\partial y}\,dy\right)$$



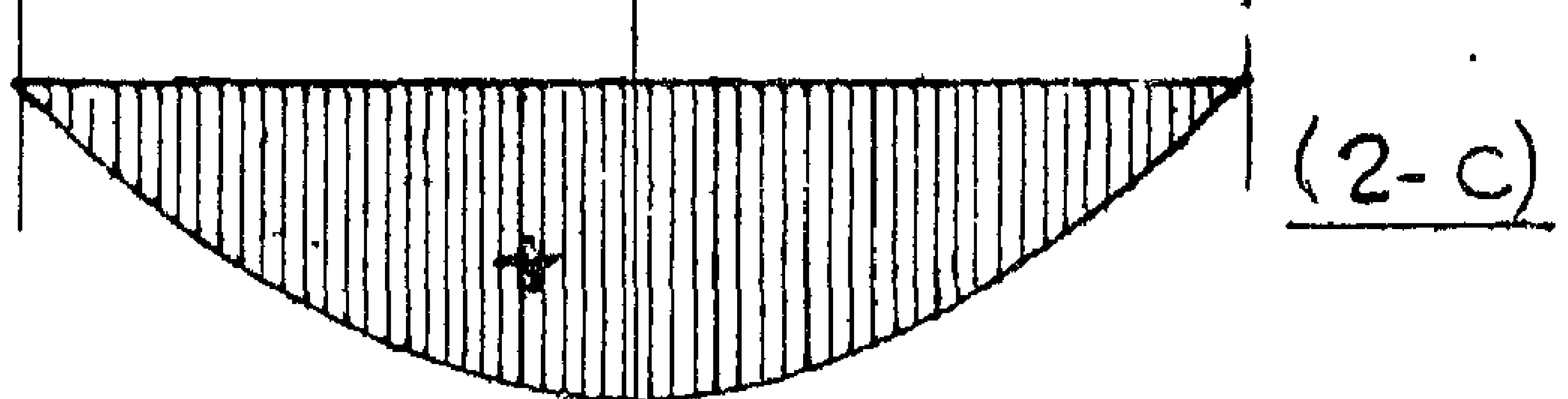
Shearing force

$$Q_0 = -\int w\,dx$$

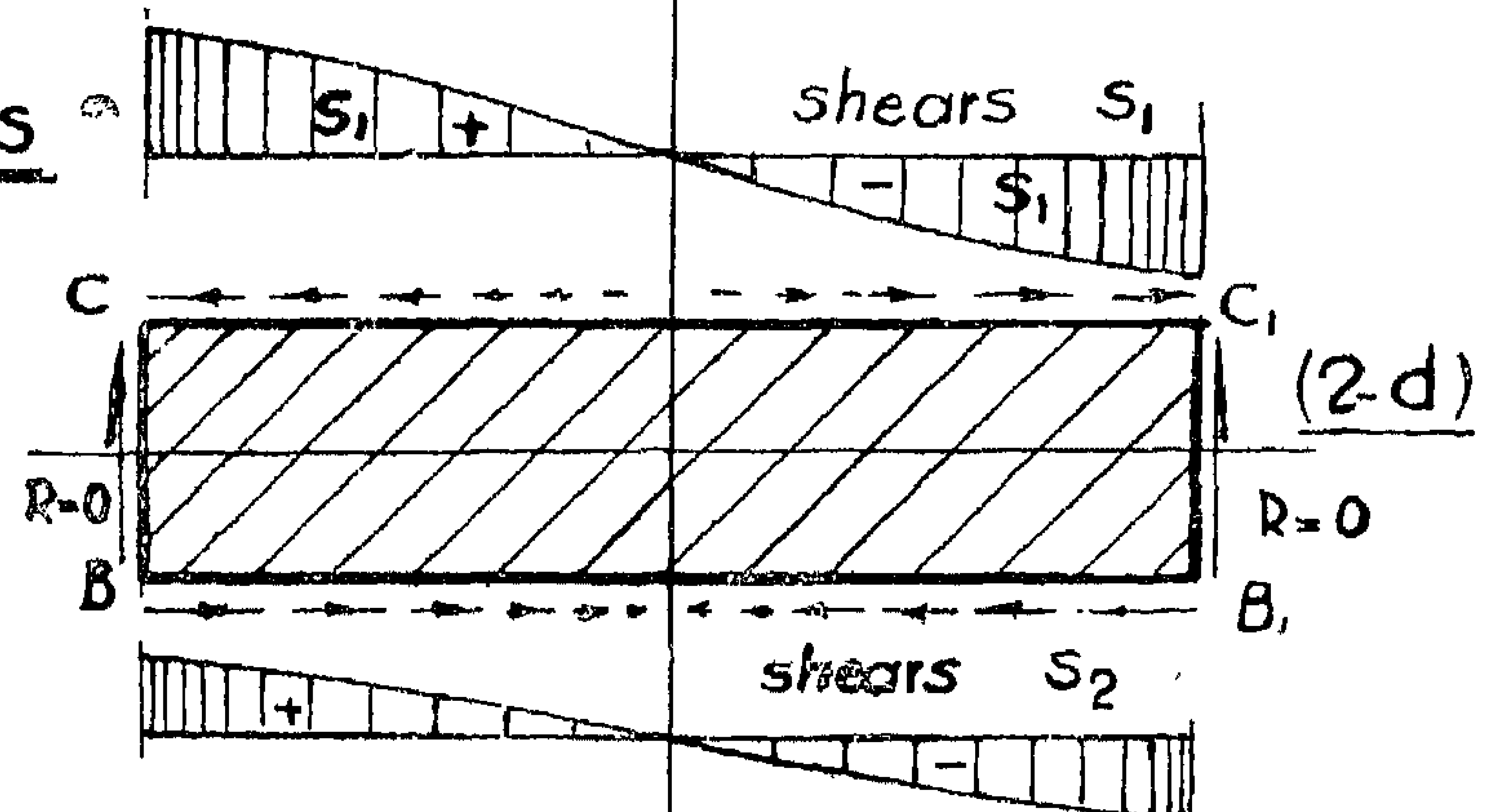


Bending Moment

$$M_0 = \int Q_0\,dx$$



II EDGE SHEARS

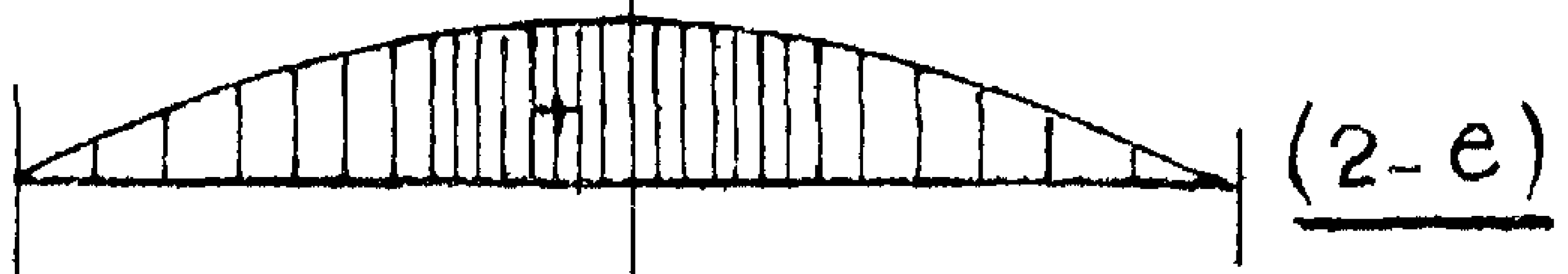


Distribution of Edge shears

$$S_1 = n_1 Q_0$$
$$S_2 = n_2 Q_0$$

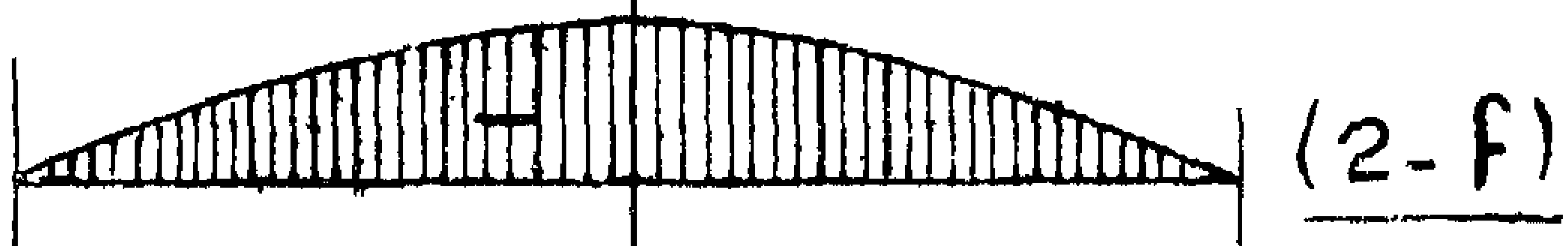
Thrust N

$$N = \int (S_1 - S_2)\,dx$$
$$(n_1 - n_2)\ M_0$$



Bending M_n

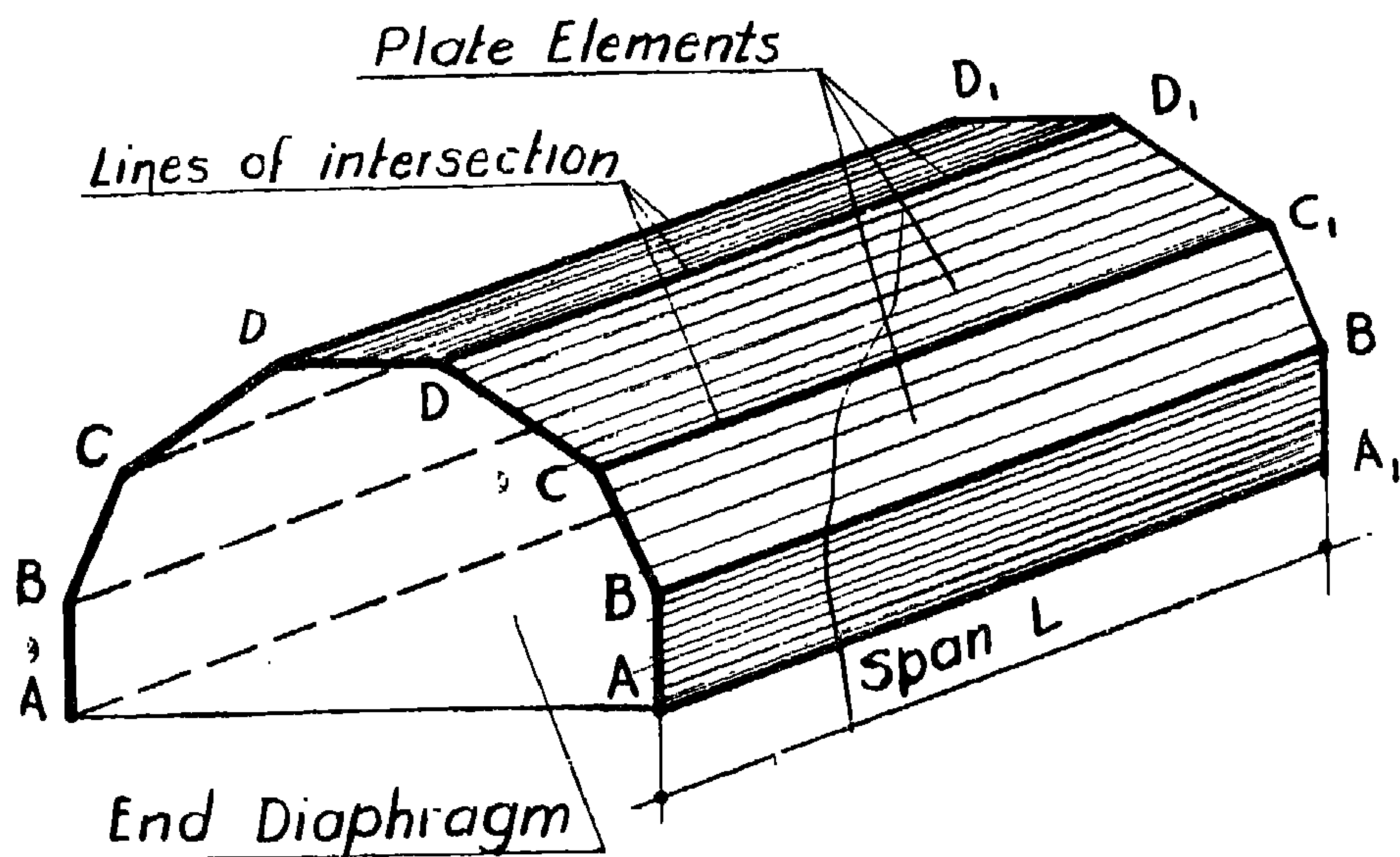
$$M_n = -0.5(n_1 + n_2)hM_0$$



Total B.M.D.

$$M = M_0\left[1 - \frac{h}{2}(n_1 + n_2)\right]$$




Plate Elements
Lines of intersection
D
D
C
C
B
B
A
A
D₁
D₁
C₁
B
A₁
Span L
End Diaphragm

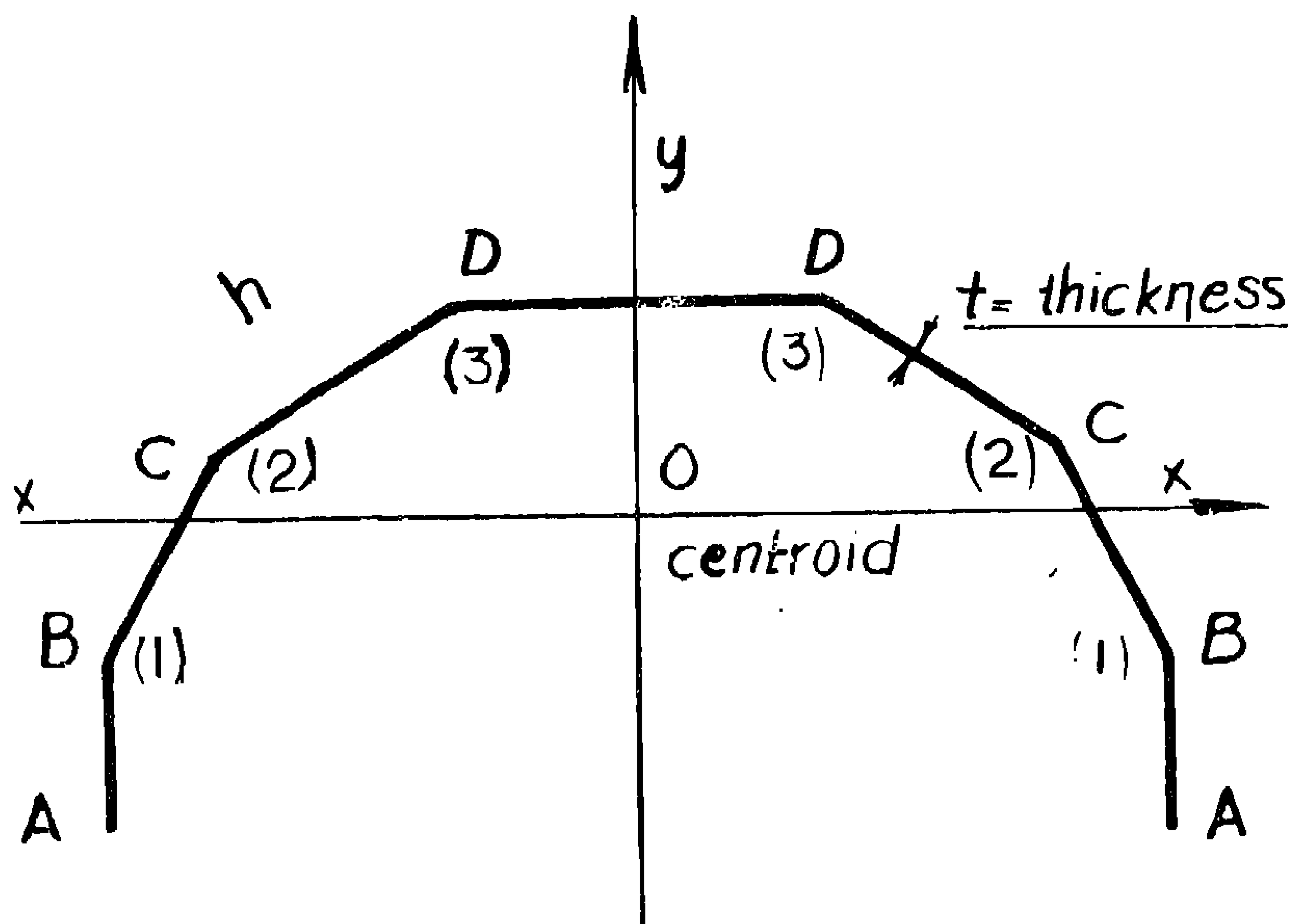

y
h
D
D
t = thickness
(3)
(3)
C
(2)
(2)
C
x
O
x
centroid
B
(1)
(1)
B
A
A

FIGURE (1)

Part (1)

THEORY OF THE UNIT SHEAR SLOPES

1-1. Plate forces.

In any "hipper-plate" construction, similar to that given in figure (1), the forces acting on any plate element say BC in its plane, and representing the action of the contiguous plates BA and CD will be as shown in figure (2), and will consist :

(a) *Loads* (w) normal to the longitudinal axis (x.x) with end reaction R_1 and R_2 = R_1. These loads, which will be called the "plate-loads" represent the sum of forces acting on both the top and bottom edges of the plate at CC_1 and BB_1 respectively and are shown in fig. *(2-a)*. The shearing force diagram Q_o and bending moment diagram (M_o) produced by these loads are shown in figures *(2-b)* & *(2-c)* and are similar to those in a corresponding simple beam loaded by the same plate loads w ; thus ;

$$\frac{d\,Q_o}{dx} = -\,w \qquad (1)$$

$$\frac{d\,M_o}{dx} = Q_o \qquad (2)$$

Q_o and M, will be called the simple beam shearing force and simple beam bending moment respectively.

(b) Edge shears (s_1) and (s_2) acting on the top and bottom edges CC_1 and BB_1 respectively. These shears are necessary to develope equal normal longitudinal stresses in the edge fibres of the plate BC along the common lines of intersection with the contiguous plates CD and BA.

These longitudinal shears (S_1) and (S_2) must be equal to the complementary shears acting on the cross section of the plate (normal to the x-x axis) at C and B resplctively. Since these complementary shears are proportional to the shearing force (Q_o) acting on the section, it follows that the edge shears (S_1) and (S_2) will also be proportional to the shearing force Q_o thus :

$$s_1 = n_1\, Q_o \quad \ldots\ \ldots\ \ldots \quad (3)$$

$$s_2 = n_2\, Q_o \quad \ldots\ \ldots\ \ldots \quad (4)$$

(n_1) and (n_2) are constants having force and length dimensions.

In a simply supported plate element, the total horizontal, or longitudinal, shearing forces (S_1) and (S_2) acting on the top and bottom edges respectively are obtained by integrating the relations (3) and (4), from which :

$$S_1 = \int s_1\,dx = \int n_1\,Q_o\,dx = n_1 \int Q_o\,dx \qquad (5)$$

or

$$S_1 = n_1\,[\,M_2 - M_1\,] = o$$

The integration is carried between the end supports, and M_1) and (M_2) are the moments at the supports to the left and right respectively. In this case these moments are zero, and therefore the total edge shear (S_1) will be equal to zero.

Similarly :

$$S_2 = \int s_2\,dx = n_2 \int Q_o\,dx = o$$

The second part of this work shows the application of the unit shear-slope theory to the solution of hipped-plate structures, the use of which is becoming more and more recommended in virtue of the great advantages they possess.

It is shown here that the correct solution of a hipped-plate structure must fulfil certain conditions of geometry and compatibility. The classic beam theory, in which the entire section of the hipped-plate roof is treated as an ordinary cross section of a beam in smple bending, is found to satisfy only one of the necessary conditions. This answers why the final stress distribution in a hipped-plate structure greatly differs in shape and quantity from that of an ordinary beam. Nevertheless, the final solution is obtained here by starting with the beam stress and then adding further corrections due to the so-called auxiliary load systems.

The beam solution is only correct in the presence of these auxiliary loads, the lack of which results in the corrections added to the beam stress soluton as will be shown hereafter in detail.

The method presented here for the solution of a single span symmetrical and symmetrically loaded structures, necessitates the solution of 0.5 (n-3) simultaneous simple equations, in which (n) is the number of the plate ellments in the section. The form of these equations and the various steps of analysis given here are familiar to all those concerned with the analysis of orrinary statically indeterminate frames.

It will be seen that the solution is divided into two parts: the first is the structural analysis only depending on the shape of the cross section and span, and hence valid for all types of loading, while the second part called the stress analysis deals with the given case of loading. In the structural analysis we determine the shear slopes for vertical and auxiliary horizontal unit loads, the deflection constants C, and the displacement coefficients K, d and D. In the stress analysis we only need to evaluate the auxiliary loads necessary for the given external load system. We also need the stress factor M., and the moment and deflection coefficients m_o and (r) for this loading. However, values of those factors and coefficients for the section at mid-span are available in table (1) for ten various types of loading, and hence can be readily used.

Notations and Sign Convention.

The letter symbols in this paper are defined, and the adopted sign convention indicated, where they first appear in the text. All these symbols are however grouped in table (2) with their appropriate units in length and force dimensions.

Acknowlodgomont.

The wrter wishes to express his thanks to Messrs. I. Gaafar [1-2] and H. Simpson[3] for using the same numerical examples they have previously adopted, to illustrate the application of the proposed unit shear-slope method to the solution of hipped-plate structures. The work of I. Gaafar[1] and the discussion which followed are indeed valuable, and have greatly helped in preparing this material, and for this the author is much indebted. Mr. Gaafar's[1] work contains an interesting historical review on the subject, while Mr. Simpson gives a sufficient list of references, and to these the reader is kindly referred.

A UNIT SHEAR-SLOPE THEORY APPLIED TO HIPPED-PLATE STRUCTURES

by

A. F. DIWAN, Ph. D. M., ASCE*

SYNOPSIS

A new approach to the solution of the hippod-plate structures based on a developed unit shear—slope theory is presented in this work. The longitudinal nirmal stresses are found to be proportional to the slopes of the shear flow (s) in the plate elements, and hence are obtained by multiplying these shear slopes by some factor called the stress factor.

The shear flow itself depends on the manner in which the external load is assumed to be devided between the plate elements.

A relaxation method, similar to the moment distribution, is presented for determining the shear flow and shear slopes over the entire cross section. The final stress solution is obtained as the sum of the ordinary classic beam theory stress and the necessary corrections corresponding to the so-called auxiliary loads and residues.

This enables the normal and shear stresses and the transverse B.M.D. at any section, as well as the translations of the joints both vertically and horizontally to be easily computed.

Introduction

This paper presents a unit shear-slope theory and shows its application to the solution of single span hippod-plate structures.

The first part of this work is devoted to the explanation of the shear-slope theory which gives an important simple relation between the rate of change of the shear flow at any point and the longitudinal normal stress there. This enables the normal stresses to be computed in terms of the shear-slopes. Several typical shapes of shear and normal stress distribution, are presented and discussed, and it is clearly pointed out that the normal stress distribtion over any cross section is similar to the shear-slope diagram for that section, and is therefore obtained by multiplying this diagram by some suitable constant value called the stress factor.

It is also shown, that the shear flow distribution over the cross section due to any shearing force Q, depends in the first place on the manner in which Q is assumed to be distributed between the various plate elements of the cross section. The ordinary beam theory represents but one of several possible assumed manners of shear distribution.

A relaxation method similar to the moment distribution, is presented and applied here to determine the shear flow or shear-slope distribution over the entire cross section for any assumed manner of shearing force distribution between the plate elements. It is also shown here that the deflection at any section can be obtained in terms of the rate of change of the so-called unit shear slope in the section.

*Prof., Structural Dept., Faculty of Engineering, Alexandria University, Alexandria, Egypt.

case of static prestrain, the crystal size and orientation was found to be, more or less, uniform over the length of the specimen. An increase of the number of slip bands was also noticed with the increase of the value of prestrain.

Furthermore, the crystal size and the orientation varied over the length of the specimen in case of dynamic prestrain. Slip bands occurred in a greater number of crystals at free and fixed ends, where more deformation was liable to take place. In addition to slip bands, twinning was also observed. The number of the planes of twinning increased with the increase of the value of impact prestrain. Greater number of planes of twinning were observed in case of repeated dynamic prestrain.

REFRENCES

1. Clark, D. S., and Datwyler, G., 1938 Proc. Am. Soc. Testing materials, Vol. 38, part 2, P. 98, "Stress-strain relations under tension impact loading".
2. Brown, A. F. C., and Vincent, N. D. G., 1941 Proc. I. Mech. E. Vol. 145, P. 126, "Relationship between stress and strain in tension impact test".
3. Proceedings of the engineers society of Western Pennsylvania, Vol. ix, No. 6, p. 14-45.
4. Benny, A. D., 1948. Trans. Inst. Naval. architects, Vol. 90, p. 229, "Effect of non-contact explosions on Warship Machinery design".
5. Warnock, F. V. and Pope, J. A., "Proc. Inst. Mech. Eng.", 1947, Sept., War Emergency issue No. 26.
6. Harries, D. B., and White, M. P., J. Apple. Mech. 21, 194 (1954).
7. Campbell, J. D., and Duby, J., Proc. Roy. Soc. A. 236, 24 (1953).
8. Duby, J. Dissertation (Oxford, 1954).
9. W. N. Findley, Discussion of, "Engineering steels under combined cyclic and static stresses", by H. J. Gough, Journal of applied mechanics, Vol. 18, No. 2, June 1951, pp. 211-213.
10. H. F. Moor and J. B. Kommers, "Fatigue of metals", McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y. (1927).
11. C. F. Babilon, "Directional tensile properties of SAE 4340 steel, 25-T6 and 76S-T61 rolled rods, "Report No. 9-54-13

    Alooa Aluminum research laboratories, Aluminum Company of America, New Kensington, Pa., March 29, 1954.
12. N. W. Thibault and H. L. Nyguist, "The measured knoop hardness of hard substances and factors affecting its determination", Transactions? Am. Soc. Metals, Vol. 38, P. 271 (1947).
13. F. H. Vitovvec, "Effect of static prestrain on the fatigue properties under uniformly increasing stress amplitude, "Proceeding", Am. Soc. Testing Metals, Vol. 58, p. 552 (1958).
14. J. G. Kaufman and E. D. Appolonia, "Torsion prestrain and the fatigue strength of Rc-55 titanium alloy", A.S.T.M. Vol. 55, pp. 999 (1955,.
15. H. C. Sorby, "On microscopical photographs of various kinds of irion and steel", British association report, 1864, P. 189.

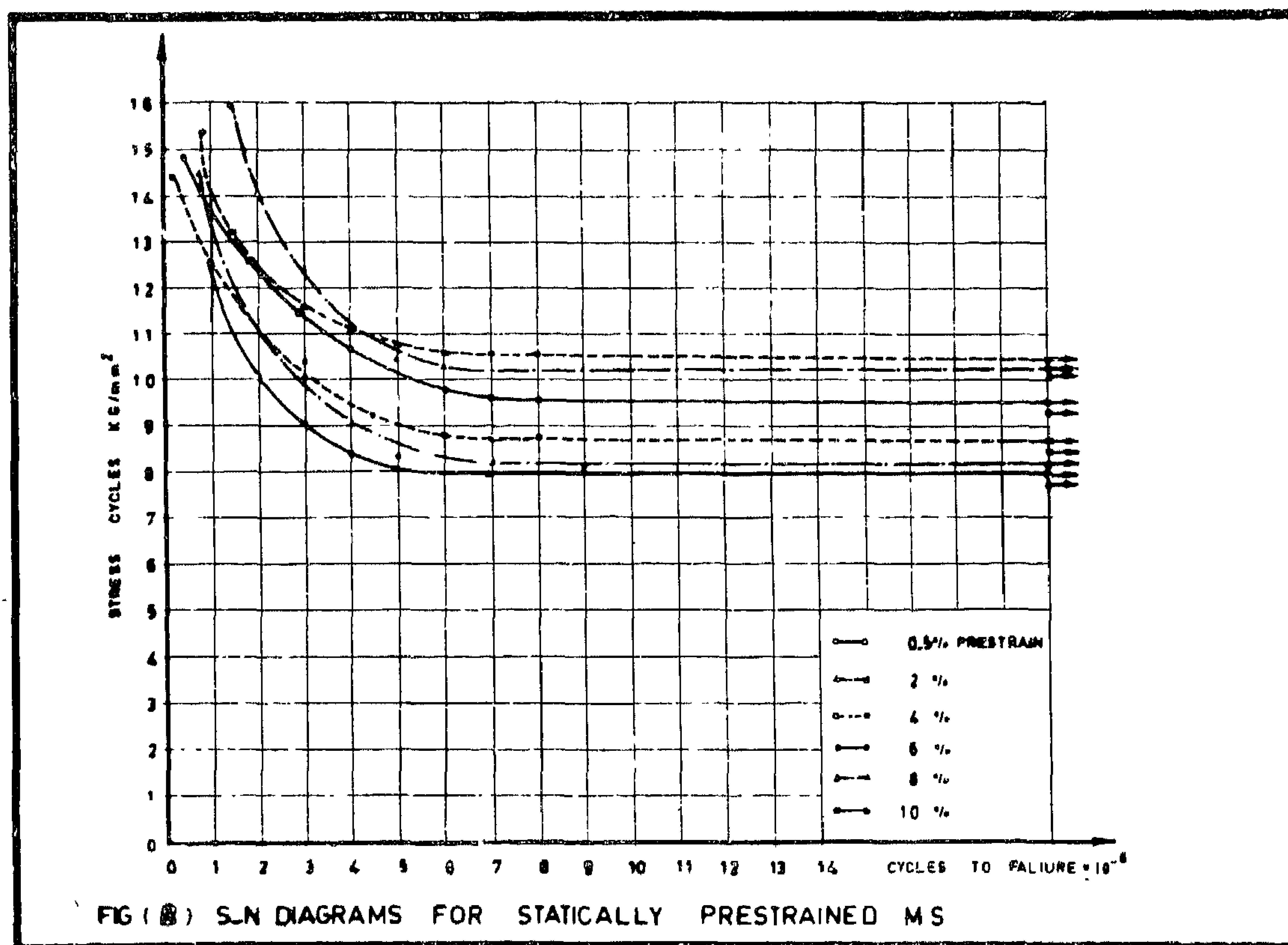


FIG (8) S-N DIAGRAMS FOR STATICALLY PRESTRAINED M S

or less constant rate. Further increase of the amount of prestrain resulted in a smaller rate of increase of the endurance limit. At 10% prestrain, the endurance limit reaches 10.41 kg. per sq. mm. thus showing an increase of about 33 % over the endurance limit of the virgin material. Similar results were also obtained by other research workers (12, 14, 15) despite the various methods of testing or frequencies used.

Comparing the effect of impact and static prestrain, it may be clearly seen that impact prestrain provides a lower improvement in the endurance limit of mild stee than that caused by static prestrain. Moreover, at low values of prestrain (up to 1.5 %), impact prestrain shows almost no improvement in the endurance limit while a marked increase was observed in case of static prestrain.

For higher values of prestrain, both types showed a gradual increase in the endurance limit; the static prestrained material is always showing a higher effect on the endurance limit.

Hardness and Microscepic structure:

Hardness measurements were also made along the dynamically prestrained test specimens. Results indicated an uneven distribution of herdness readings along the test specimens. Hardness increases at both the fixed and the free ends of the prestrained specimens, since they gain the greater amount of deformation, and decreases in the middle part of the test-pieces where the prestrain is less. Hardness also increases when the value of prestrain or the number of impact loadings are increased In the latter case it is noticed that the average hardness value over the length of the test specimens is greater than the average hardness value of a specimen prestrained to the same amount by a single impact. Moreover, distribution of hardness becomes more uniform when the number of impacts are increased.

However, the results of the mechanical tests carried out were confirmed by the microscopic examination of the metal. In the

Table V
Endurance limit for mild steel prestrained in static tension and tested at 100 c.p.s. *at constan mean stress of* + 15 Kg./mm².

Prestrain %	Endurance limit Kg/mm.²
0	7.8
0.5	7.9
2	8
4	8.66
6	9.5
8	10.2
10	10.42

fracture may proceed faster. In case of static prestain, Fig. (8), an increase of the enduran-ce limit was also noted with the augmentation of the percentage of prestrain. It was also remarked that up to 8 % prestrain, the en-durance limit seemed to increase at a more

From the results shown in Fig. 7 & 8) it may be noted that impact prestrain signifi-cantly improves the endurance limit of the tested mild steel. However, at small percent-age of impact prestrain up to 1.5 % prestrain the endurance limit remained almost un-changed, then it increased gradually with the increasing prestrain. At 10 % prestrain, the endurance limit occurred at 10.14 kg. per sq. mm., thus showing an increase of about 30 percent over the endurance limit of the un-strained material (7.8 Kg. per sq. mm.). Moreover, it is to be specially noted that the endurance limit of some of the test specimelns occurred at 7.6 Kg. per sq. mm. in the region of small prestrain; or in other words at a stress value lower than that of the unstrained metal. The reason for this remarkable be-haviour may be attributed to the previously marked phenomena of the decrease of the yield strength at these low values of pre-strain. Another plausible reason may be that at these values of prestrain, the specimens were still not sufficiently strain hardened. Such an effect was previously observed by "Vitovec" (13) in 1958. He attributed such a behaviour to localized continued aging and over aging during fatigue stressing which would create "soft spots" in which fatigue

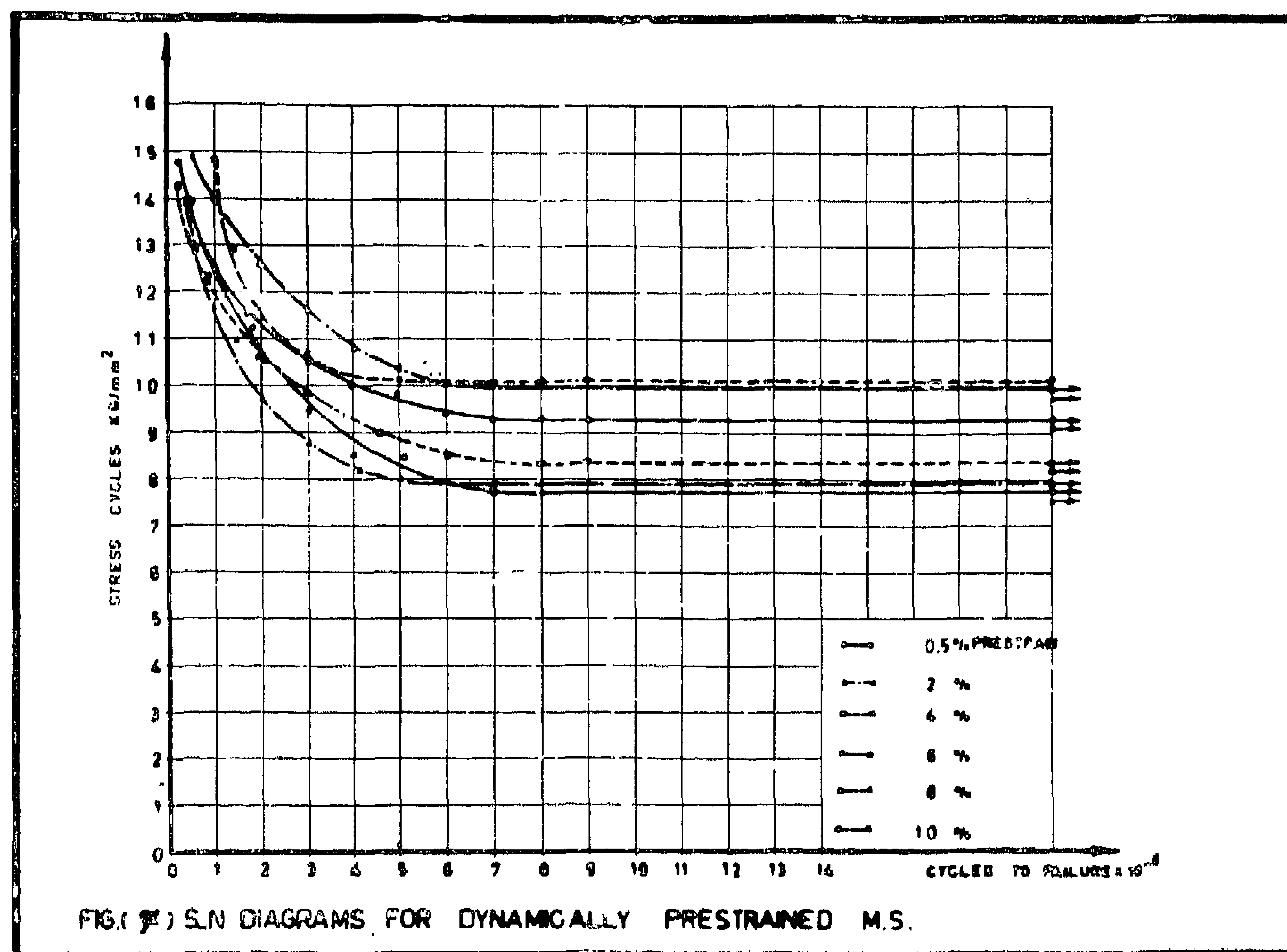


FIG.(7) S.N DIAGRAMS FOR DYNAMICALLY PRESTRAINED M.S.

However, the amount of slip occurring in the many twinned regions and elsewhere in dynamic loading seems to be much smaller compared with the slip taking place in a static loading, and since, the slip is the main factor responsible for the accumulation of the dislocations ,which in turn increase the strain hardening, it can, therelfore, be seen that the strain hardening in the case of dynamic prestrain is less than that of static prestrain of the same value.

The explanation of the decrease of the yield stress at lower values of impact prestrain may be due to the fact that the most prepared state for any static testing subsequent to an impact loading is the state where twinning occurs but with minimum slipping ; in which cases twinning may be regarded as a preparation state for the slipping caused by the next static test. This means that the position of atoms of impurities after twinning are so of dislocations and the position of atoms of impurities after twinning are so convenient that the next slipping caused by the subsequent static test can begin at a lower yield stress.

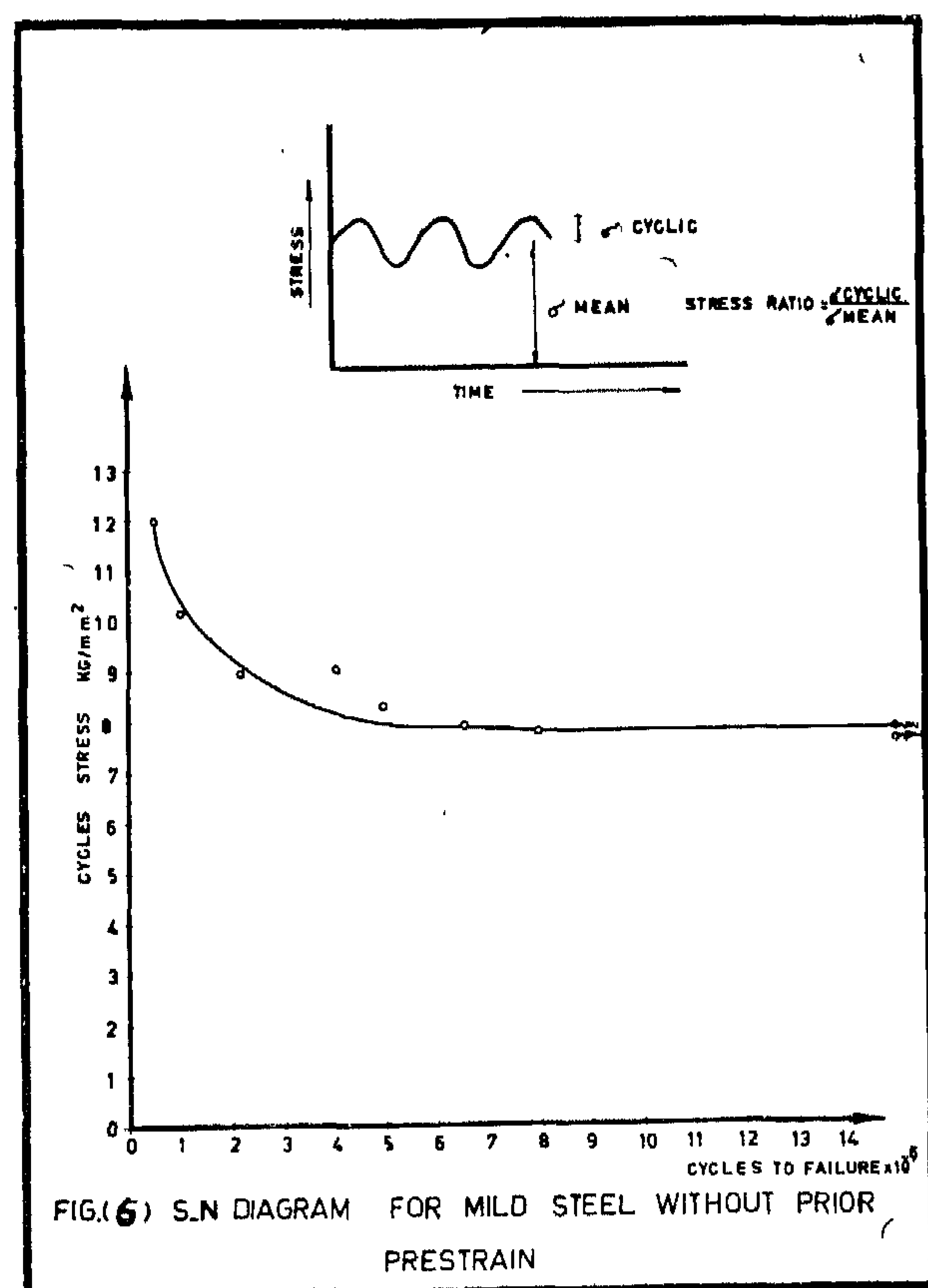


FIG.(6) S-N DIAGRAM FOR MILD STEEL WITHOUT PRIOR PRESTRAIN

Tension impact prestrain and its effect on fatigue life:

Earlier studies of the effect of static prestrain (9) on fatigue properties were mainly concerned with the effect of cold working and residual stresses (10) on fatigue properties at room temperature. However, lack of informations on the effect of tension impact prestrain on fatigue behaviour of mild steel was always felt. To obtain sufficient data on this point, series of repeated loading tests were carried out on an Amsler High Frequency Vibrophore. The frequency used was 100 loading cycles per second. The range of stress was variated, while the mean stress was kept constant at 15 Kg/mm².

Fig. (6) shows the "stress-number of cycles" curve of the tested mild steel specimes with no prior prestrain. It shows that the endurance limit occured at about 6×10^6 cycles (11, 12) and is equal to 7.8 Kg/mm². Results of tests carried out on dynamically prestrained test specimens are given in table IV and shown in Fig. (7).

Table IV.—Endurance limit of mild steel prestrained under tension impact and tested at 100 c.p.s. *and at mean stress of* + 15 Kg/mm.².

Prestrain %	Endurance limit Kg/mm.²
0	7.8
0.5	7.8
2	7.95
4	8.45
6	9.3
8	9.9
10	10.14

The results of the statically prestrained test specimens are given in table V and Fig. (8).

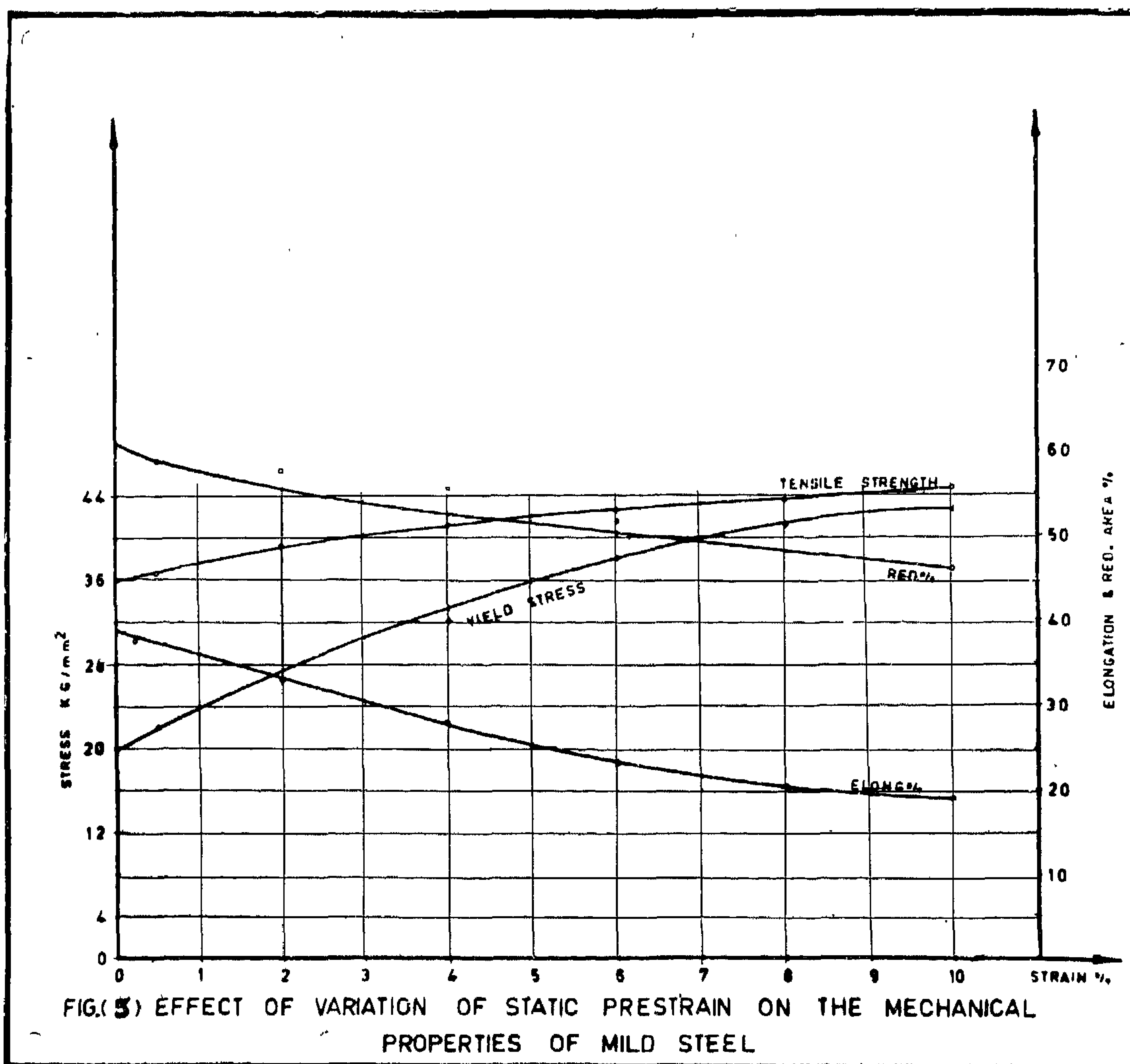


FIG.(5) EFFECT OF VARIATION OF STATIC PRESTRAIN ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF MILD STEEL

As may be expected it is seen that the elongation percent and the reduction of area percent decreased with the increasing value of static prestrain. Moreover, the yield and ultimate streses subsequent to a certain percentage of static prestrain are greater than the corresponding values subsequent to the amount of impact prestrain.

Discussion of the effect of impact prestraining upon tensile properties:

During static deformation (tension or compression) sliding begins along many sliding planes by a continuous motion of lines of discontinuity in the lattice. The configuration in the neighbourhood of this line of discontinuity is called a dislocation and it can thus be said that the slipping or sliding occurs by the motion of dislocation. During deformation, an accumulation of dislocations in the planes of slipping and their neighbourhood begins, this increases the internal energ of the aggregates and the specimen is strain hardened. However, deformation produced by impact loading may manifest itself in the following steps :—

Under sudden application of load, twinning begins in some planes and the number of planes of twinning increases with the increase of the velocity of impact and with the degree of déformation attained. For impact loadings of considerable duration, the reversed stresses due to the inertia stored act as a static loading causing slipping of crystals along a convenient prepared direction through the twinned regions.

mechanical properties of the tested low carbon steel. The yield strength showed a pronouncd increase with the increase of the amount of prestrain. Its rate of increase is greater than the rate of increase of ultimate strelngth. However, the values of the mechanical properties at 0.5 % impact prestrain showed quite different results from those expected. Comparing these results with those of the unstrained metal it can be seen that the impact prestrain has produced a metal with a lower strength and higher ductility. The variation of yield strength with permanent strain is plotted in Fig. (3). The maximum reduction

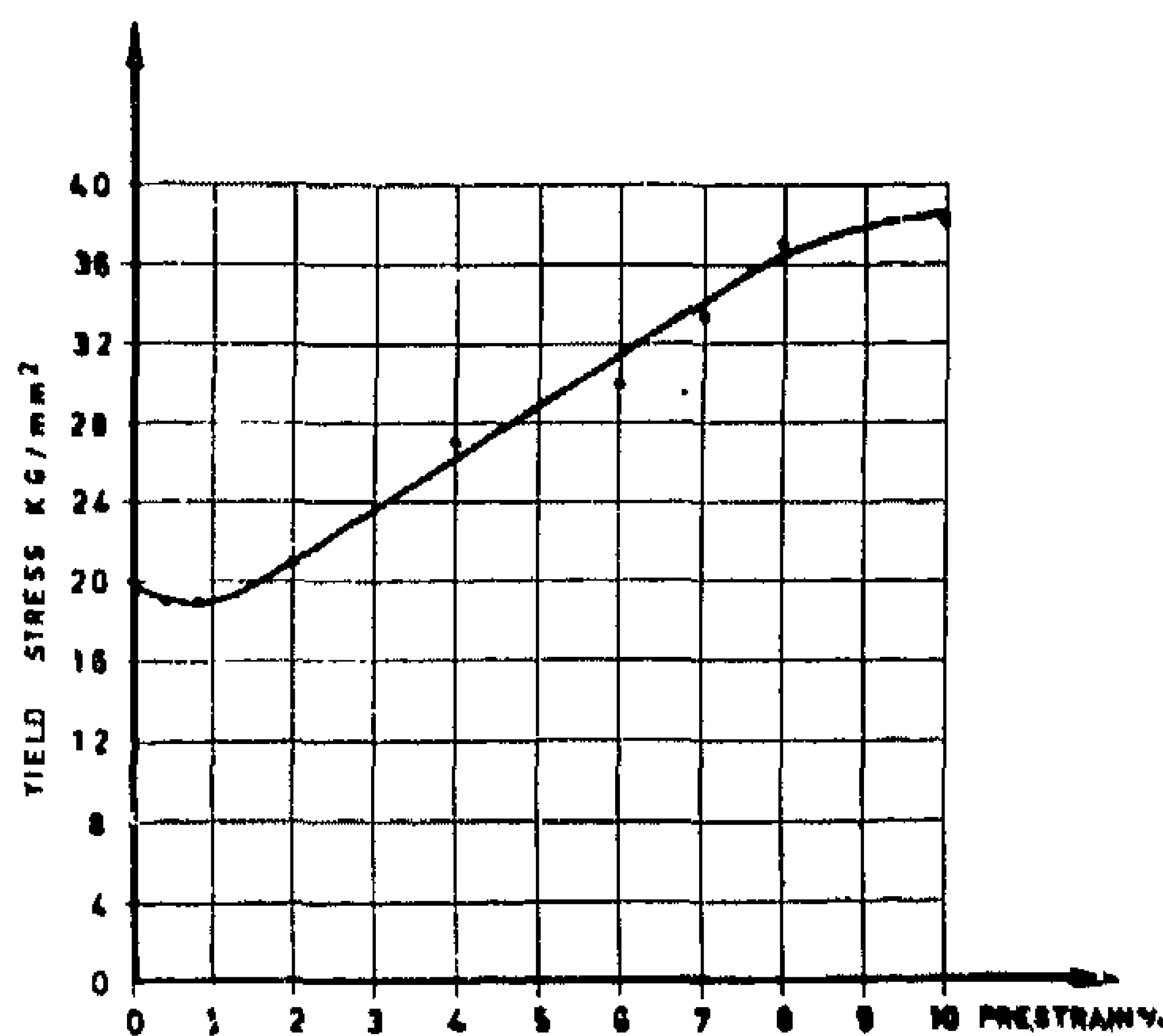


FIG.(3) RELATION BETWEEN THE YIELD STRESS AND TENSION IMPACT PRESTRAIN

in yield strength occurs at 0.7 % impact prestrain, where the yield strength falls from 20 to 17.5 kg./mm². In fig. (4) the effect of impact prestrain on tensile properties is shown.

It may be concluded from figure (4) that the strength of the tested grade of steel increases and its ductility decreases with increasing impact prestrain. At small values of impact prestrain, the results were however, contradictory with the above mentioned fact as the yield strength decreased and ductility increased.

Static tensile prestrainig:

For the purpose of comparison, test specimens were statically prestrained to the same values as those dynamically prestrained and then subjected to static tension tests until

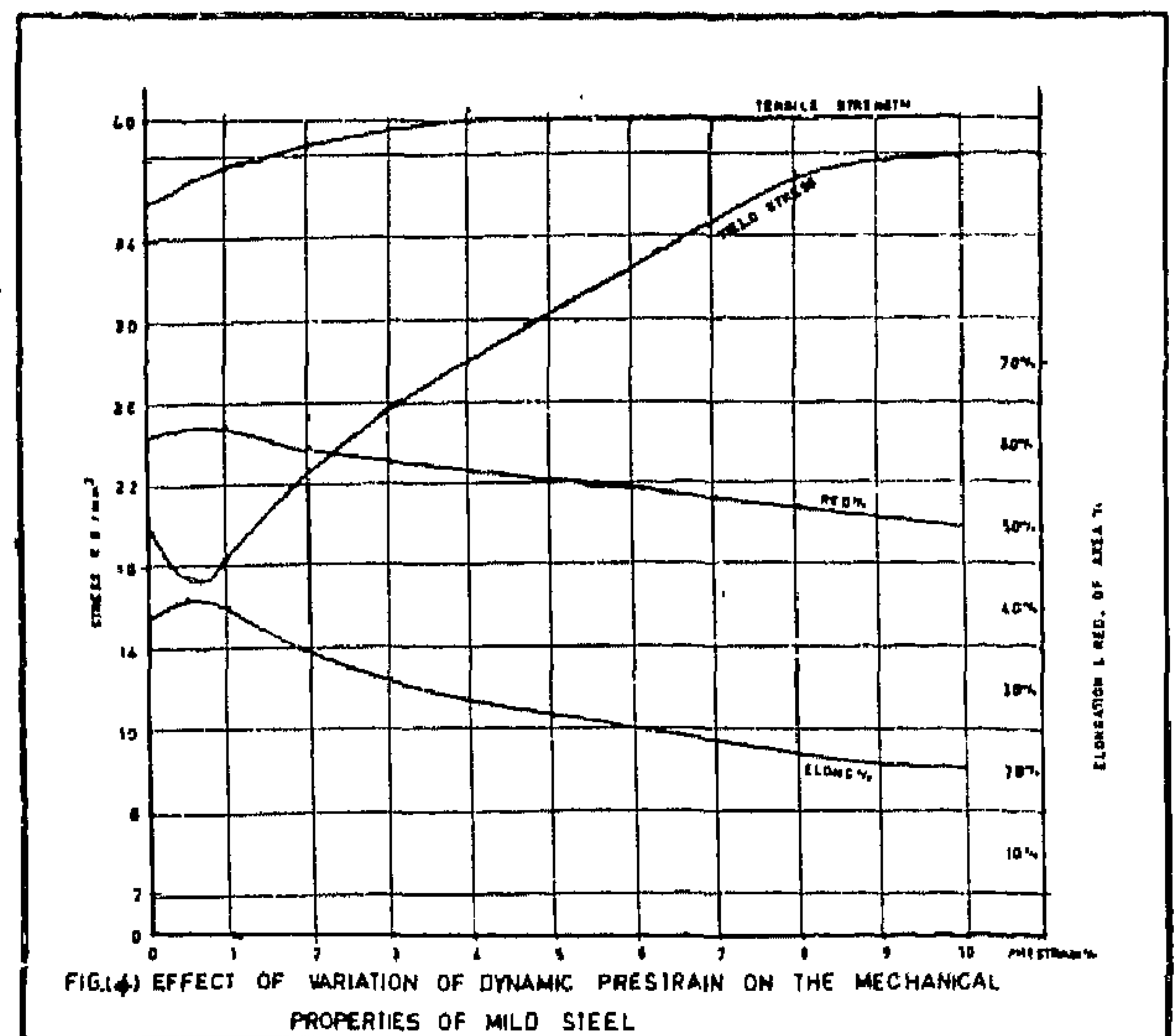


FIG.(4) EFFECT OF VARIATION OF DYNAMIC PRESTRAIN ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF MILD STEEL

fracture. Table III shows the tensilel properties obtained from these tests.

Table III.—Effect of static prestrain on tensile properties of mild steel.

prestrain % Degree of	Yield stress Kg/mm.²	Max. stress Kg/mm.²	Elonga tion% 50 mm. G.L.	Reduction of area%
0	20	36	39	60.4
0.5	22	36.5	36	59.25
2	27	39	33	58
4	32	41.4	28	56.1
6	38	42.2	22	52
8	41	43.5	20.5	49
10	42.3	44.9	19.2	46.3

It is to be noted that the strength results obtained were based on the areas of the specimens prior to the final testing. The obtained results are also shown in Fig. (5).

Table 1.—The mechanical properties of annealed mild steel.

Yield strength Kg/mm.^{2}	Max strength Kg/ mm.^{2}	Reduction of Area %	Elongation % 50 mm. G.I.	Hardnes R_B 1/16
20	36	60.4	39	58-60

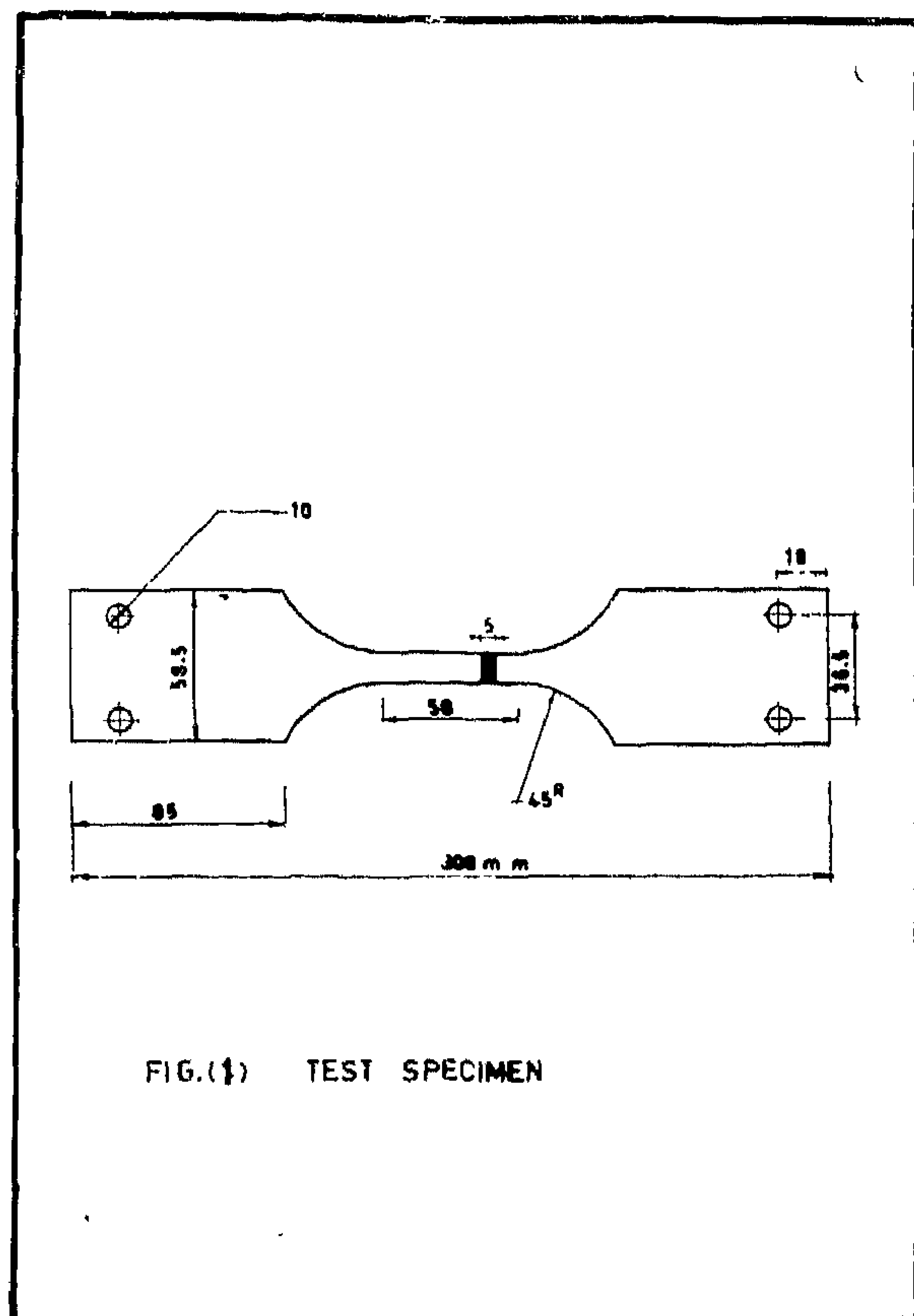


FIG.(1) TEST SPECIMEN

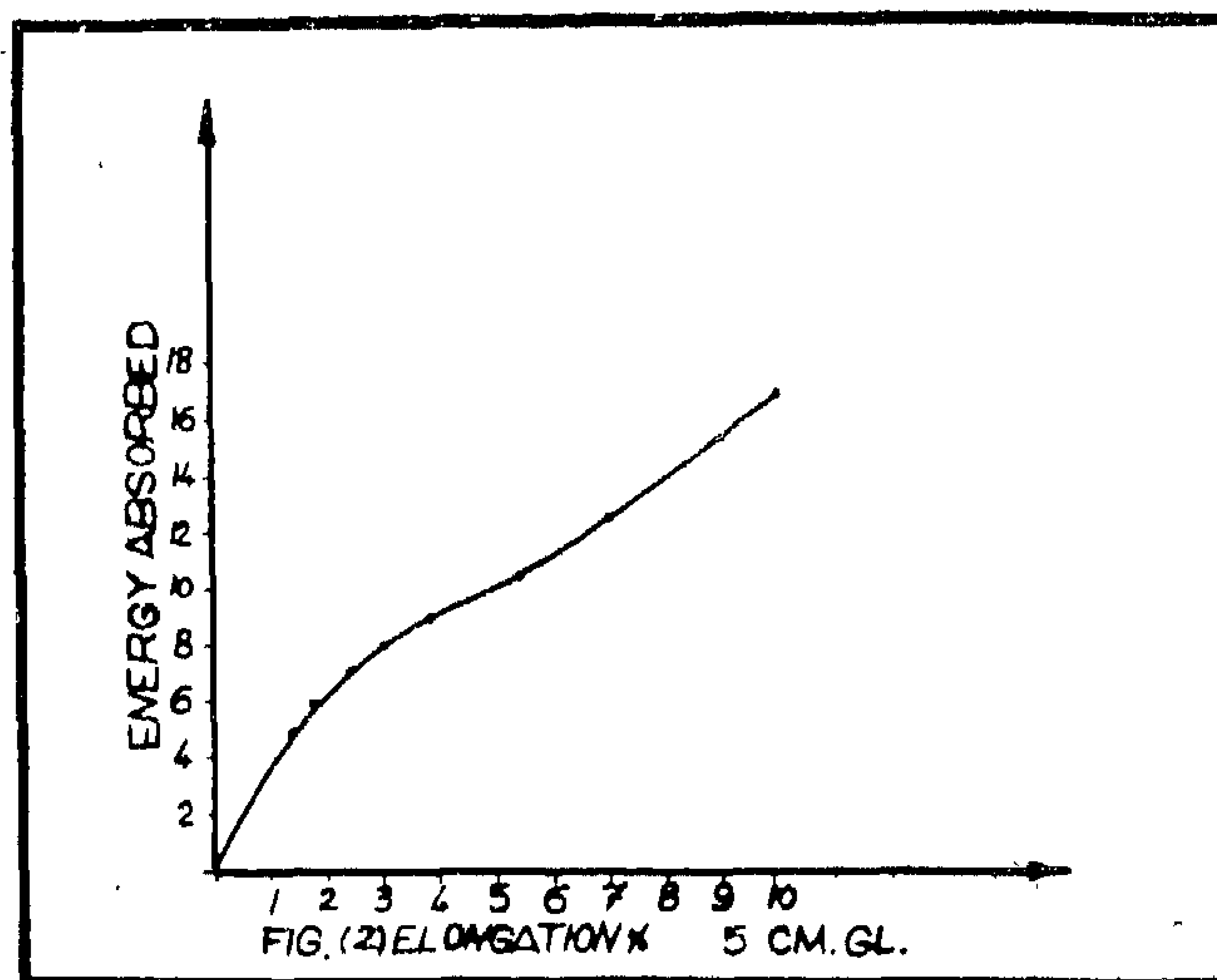


FIG. (2) ELONGATION % 5 CM. GL.

Testing procedure and experimental results:

Tension impact prestrain:

The necessary impact prestraining was made by an Avery impact machine, where free end of the test piece was subjected to a stress pulse induced by the oscillating pendulum of the machine. The displacement of the free end was dependent on the velocity of the hammer at the instant of impact, which velocity was easily varied by changing the height of the rest position of the hammer. Six different values of dynamic prestrain up to 10 % were imposed. Fig. (2) shows the relation between the kinetic energy absorbed and the percentage of prestrain. The test specimens were then fractured under static tensile loads. The calculation of the strength values was based upon the minimum cross-section of the specimen in cases where the cross-sections of the reduced length was not uniform due to impact prestraining. The results of these tests are given in table II:

Table II.—Effect of different values of impact prestrain on tensile properties of mild steel.

Impact prestrain %	Yield strength Kg/mm.^{2}	Max. strength KG/ mm.^{2}	Elonga tion% 50 mm. G.L.	Reduction of area %
0	20	36	39	60.4
0.5	17.5	37	41	62
2	21.4	38.5	34	58
4	27	40.7	29	57
6	30	40	26	55.5
8	37.5	40	22.5	52.5
10	38.2	40.1	21	50

From the above results, it is seen that dynamic prestrain has a remarkable effect on the

AN INVESTIGATION ON THE EFFECT OF IMPACT STRAIN HARDENING ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF MILD STEEL

By

Prof. Dr. MOSTAFA YEHIA

Dr. YEHIA KABIL and Eng. SALEH IBRAHIM

The properties of carbon steels under static loading were determined through the work of unlimited research workers. The effect of different factors, such as heat treatment and alloying elements, was as well thoroughly investigated.

On the other hand, comparatively few data have been obtained on the effect of dynamic prestrain on the mechanical properties of such steels. The acquired information in this direction is still limited and somewhat contradictory. However such data (1, 2, 3) were of great value in gleaning the behaviour of the metal when it is liable to undergo considerable plastic deformations, such as the case of forming processes or that of ships exposed to near by explosions (4). Other results pointed out the effect of dynamic prestrain on the yield strength, hardness and stress strain diagram of the metal. Warnock and Pope (5) found out that moderate amount of prestrain due to tension impact did not appreciably alter the static yield strength in mild steel. Harris and White (6) proved that micro-hardness of dynamically prestrained mild steel was greater than that of steel statically prestrained to an equal amount. Campbell and Duby (7) showed that mild steel specimens strained about 4 % in dynamic compression gave a static stress-strain curve somewhat 10% lower than those of specimens statically prestrained to the same value. Duby (8) also found that the static upper yield stress of mild steel was considerably reduced after the metal had been subjected to a stress pulse of a magnitude and duration not high enough to cause yielding.

However, it seems that, up to the present, our knowledge of the behaviour of structural members subjected to impact prestrain of small and moderate intensities, is rather limited, and, accordingly an effort is made to obtain more data on the effect of impact prestraining up to 10 % prestrain on a low carbon steel. A comparison is, then, made between impact and static prestraining on the properties of the tested metal.

***

Material tested and test speciments:

The test specimens used in this investigation were machined from a 6 mm. hot rolled sheet stock having the following nominal chemical composition.

Carbon	0.18 %
Manganese	0.41 %
Phosphorous	0.042%
Sulpher	0.019%
Silicon	0.045%

The specimens were roughly machined, annealed in a controlled atmosphere for one hour at 950°C. and then cooled to room temperature in the furnace. Finally shallow grinding and polishing operations were carried out to the form and dimensions shown in Fig. (1). The mechanical properties of the annealed material are given in table I.

BIBLIOGRAPHY

1. "Controllable-Pitch Propellers", by Commander Lewis A. Rupp. Trans. SNAME, 1949.

2. "Resistance, Propulsion and Steering of Ships", by W. V. P. Van Lammaren.

3. "Open-Water Test Series with Modern Propeller Forms", by L. Troost. Trans. NECI. 1938, vol. 54.

4. "Propeller Coefficients and the Powering of Ships", by F. M. Lewis. Trans. SNAME. Vol. 59, 1951.

5. "Effect of Pitch and Blade Width on Propeller Performance", by R. W. L. Gawn, Trans. I. NA. 1952.

6. "Effect of Cavitation on the Performance of a Series of 16 IN. Model Propeller", by R. W. L. Gawn and Prof. L. C. Burrill, Trans. I.N.A., 1957.

7. "The Theory and Practice of the Kort System of Propulsion", by A. M. Riddle, Trans. I.N.A., 1942.

8. "Recent Towboat Development with Particular Reference to Kort Uozzle Propulsion", by A. J. Dawson. Trans. SNAME, 1942.

9. "Open-water Test Series with Propellers in Nozzles", by J. D. Van Manen. Pub. No. 115 a of the NSMB.

10. "Recent Developments in the Design and Application of the Vertical Axis Propeller", by Dr. Hans F. Mueller, SNAME, 1955.

11. "Tug Boat Design", by C. D. Roach, Trans. SNAME, vol. 62, 1954.

12. "Small Craft Construction and Design", by D. S. Simpson, Trans. SNAME, vol. 59, 1951.

13. "Propellers for Tugs and Trawlers", by F. Benson, Trans. N.E.C.I., 1938.

14. "Latest Developments in Reversible Propellers", by Prof. L. C. Burrill. Trans. I.N.A., 1948.

15. "Resistance and Propulsion of Trawlers", by D. J. Doust and T. P. O. Brien, Trans. N.E.C.I.E.S., 1959.

16. "Fundamentals of Ship Resistance and Propulsion", Part B, by Dr. Ir. J. D. Van Manen, Publication No. 132 a of the N.S.M.B.

(IV) 5 Blades Aerofoil

B.A.R.	H/D	K_T	K_Q	K_T/K_Q
0.45	1.4	0.520	0.1035	5.02
	1.3			5.45
	1.2	0.478	0 081	5.90
	1.1			6.48
	1.0	0.411	0.0585	7.02
	0.9			7.75
	0.8	0.342	0.0395	8.66
	0.7			9.48
	0.6	0.255	0.0243	10.50
	0.5	0.202	0.0171	11.80
0.60	1.4	0.558	0.1207	4.63
	1.3			5.10
	1.2	0.527	0.0951	5.55
	1.1			6.12
	1.0	0.450	0.0675	6.67
	0.9			7.38
	0.8	0.362	0.0428	8.47
	0.7			9.07
	0.6	0.262	0.0262	10.00
	0.5	0.218	0.0195	11.00

(V) B 4 — 55 Propeller

Case	H/D	K_T	K_Q	K_T/K_Q
Propeller only	1.4	0.550	0.106	5.2
	1.2	0.502	0.0838	5.98
	1.0	0.425	0.0610	6.97
	0.8	0.340	0.0405	8.40
	0.6	0.254	0.0248	10.25
	0.5	0.201	0.0177	11.35
In axial cylinder	1.4	0.440	0.0925	4.76
	1.2	0.407	0.074	5.50
	1.0	0.342	0.0531	6.45
	0.8	0.260	0.0328	7.93
	0.6	0.181	0.0192	9.44
	0.5	0.132	0 0136	9.70
In Nozzle No. 7	1.4	0.750	0.0795	9.45
	1.2	0.628	0.059	10.64
	1.0	0.500	0.041	12.2
	0.8	0.360	0.0261	13.8
	0.6	0.232	0.0152	15.28
	0.5	0.190	0.0118	16.10

3 Blades Aerofoil

B.A.R.	H/D	K_T	K_Q	K_T/K_Q
0.65	1.4	0.615	0.1285	4.78
	1.3			5.10
	1.2	0.530	0.095	5.58
	1.1			6.02
	1.0	0.440	0.067	6.57
	0.9			7.20
	0.8	0.335	0.0425	7.89
	0.7			8.80
	0.6	0.235	0.024	9.80
	0.5	0.184	0.0171	10.75

(iii) 4 Blades Aerofoil

0.40	1.4	0.492	0.092	5.25
	1.3			5.72
	1.2	0.450	0.0718	6.27
	1.1			6.68
	1.0	0.380	0.0525	7.24
	0.9			8.05
	0.8	0.320	0.036	8.9
	0.7			9.85
	0.6	0.245	0.0225	10.9
	0.5	0.202	0.017	11.87
0.55	1.4	0.550	0.106	5.2
	1.3			5.45
	1.2	0.49	0.0838	5.85
	1.1			6.28
	1.0	0.425	0.0615	6.9
	0.9			7.6
	0.8	0.340	0.0405	8.4
	0.7			9.22
	0.6	0.250	0.0245	10.20
	0.5	0.200	0.0177	11.3
0.70	1.4	0.625	0.1325	4.73
	1.3			5.06
	1.2	0.554	0.1005	5.51
	1.1			6.12
	1.0	0.457	0.0675	6.78
	0.9			7.48
	0.8	0.351	0.0425	8.25
	0.7			9.05
	0.6	0.242	0.0243	9.95
	0.5	0.200	0.0175	11.30

(ii) 3 Blades Aerofoil

B.A.R.	H/D	K_T	K_Q	K_T/K_Q
0.35	1.4	0.465	0 890	5.23
	1.3			5.65
	1.2	0.420	0.685	6.13
	1.1			6.70
	1.0	0.370	0 502	7.38
	0.9			8.20
	0.8	0.292	0.325	8.99
	0.7			10.05
	0.6	0.222	0.200	11.10
	0.5	0.182	0.150	12.13
0.50	1.4	0.543	0.1073	5.06
	1.3			5.37
	1.2	0.485	0.0830	5.85
	1.1			6.38
	1.0	0.425	0.0605	7.02
	0.9			7.75
	0.8	0.328	0.0380	8.60
	0.7			9.60
	0.6	0.232	0.0218	10.6
	0.5	0.185	0 0159	11.6
0.80	1.4	0.725	0.152	4.77
	1.3			5.12
	1.2	0.64	0.115	5.56
	1.1			6.00
	1.0	0.536	0.082	6.53
	0.9			7.28
	0.8	0.411	0.051	8.05
	0.7			8.95
	0.6	0.275	0.0276	10.00
	0.5			
0.95	1.4	0.81	0.17	4.77
	1.3			
	1.2	0.715	0.13	5.50
	1.1			
	1.0	0.595	0.09	6.61
	0.9			
	0.8	0.45	0.057	7.9
	0.7			
	0.6	0.295	0.030	9.8

APPENDIX

Tables giving the values of K_T, K_Q as well as K_T/K_Q are set here for the three, four, five bladed propellers of aerofoil sections and for pitch ratios varying from 0.5 to 1.4.

Tables are also given for the three bladed propellers of segmental sections treated in the text.

3 Blades Segmental

B.A.R.	H/D	K_T	K_Q	K_T/K_Q
0.2	1.4	0.423	0.074	5.73
	1.3			6.18
	1.2	0.375	0.056	6.70
	1.1			7.25
	1.0	0.325	0.041	7.93
	0.9			8.82
	0.8	0.273	0.028	9.76
	0.7			11.02
	0.6	0.22	0.0175	12.58
	0.5			14.00
	0.4	0.15	0.010	15.00
0.35	1.4	0.485	0.0925	5.24
	1.3			5.68
	1.2	0.437	0.0705	6.16
	1.1			6.72
	1.0	0.373	0.0506	7.38
	0.9			8.20
	0.8	0.302	0.0335	9.02
	0.7			10.12
	0.6	0.225	0.02	11.25
	0.5			12.30
	0.4	0.145	0.011	13.20
0.50	1.4	0.57	0.112	5.09
	1.3			5.40
	1.2	0.502	0.085	5.90
	1.1			6.35
	1.0	0.425	0.061	6.97
	0.9			7.70
	0.8	0.33	0.039	8.47
	0.7			9.40
	0.6	0.235	0.0225	10.43
	0.5			11.35
0.65	1.4	0.64	0.132	4.85
	1.3			5.23
	1.2	0.57	0.100	5.70
	1.1			6.15
	1.0	0.475	0.0702	6.77
	0.9			7.45
	0.8	0.375	0.0455	8.20
	0.7			9.17
	0.6	0.257	0.025	10.28
	0.5			11.05
	0.4	0.14	0.012	11.65

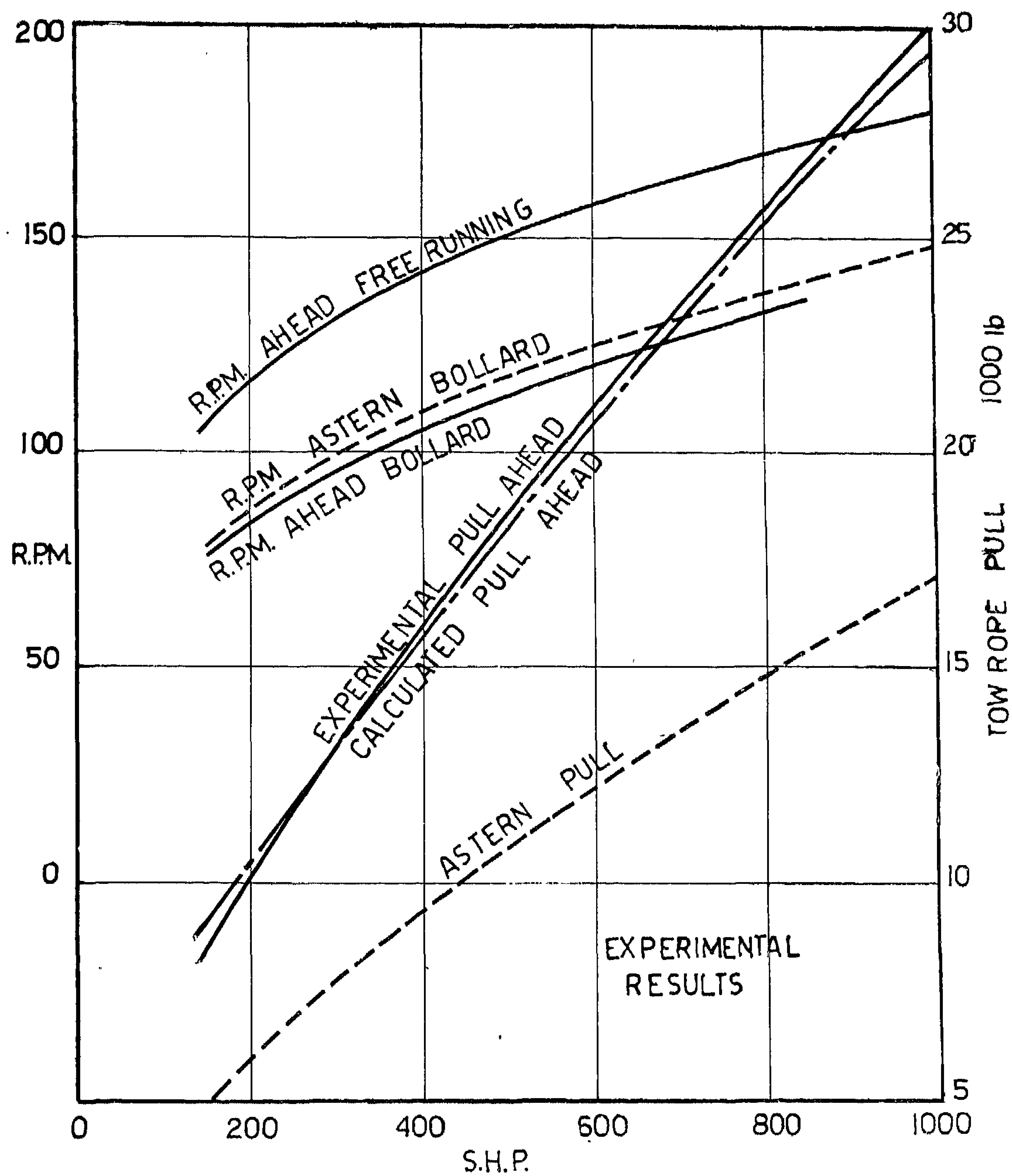

200
150
100
50
0
R.P.M.
30
25
20
15
10
5
1000 lb
TOW ROPE PULL
0
200
400
600
800
1000
S.H.P.
R.P.M. AHEAD FREE RUNNING
R.P.M. ASTERN BOLLARD
R.P.M. AHEAD BOLLARD
EXPERIMENTAL PULL AHEAD
CALCULATED PULL AHEAD
ASTERN PULL
EXPERIMENTAL RESULTS

Fig. (19)

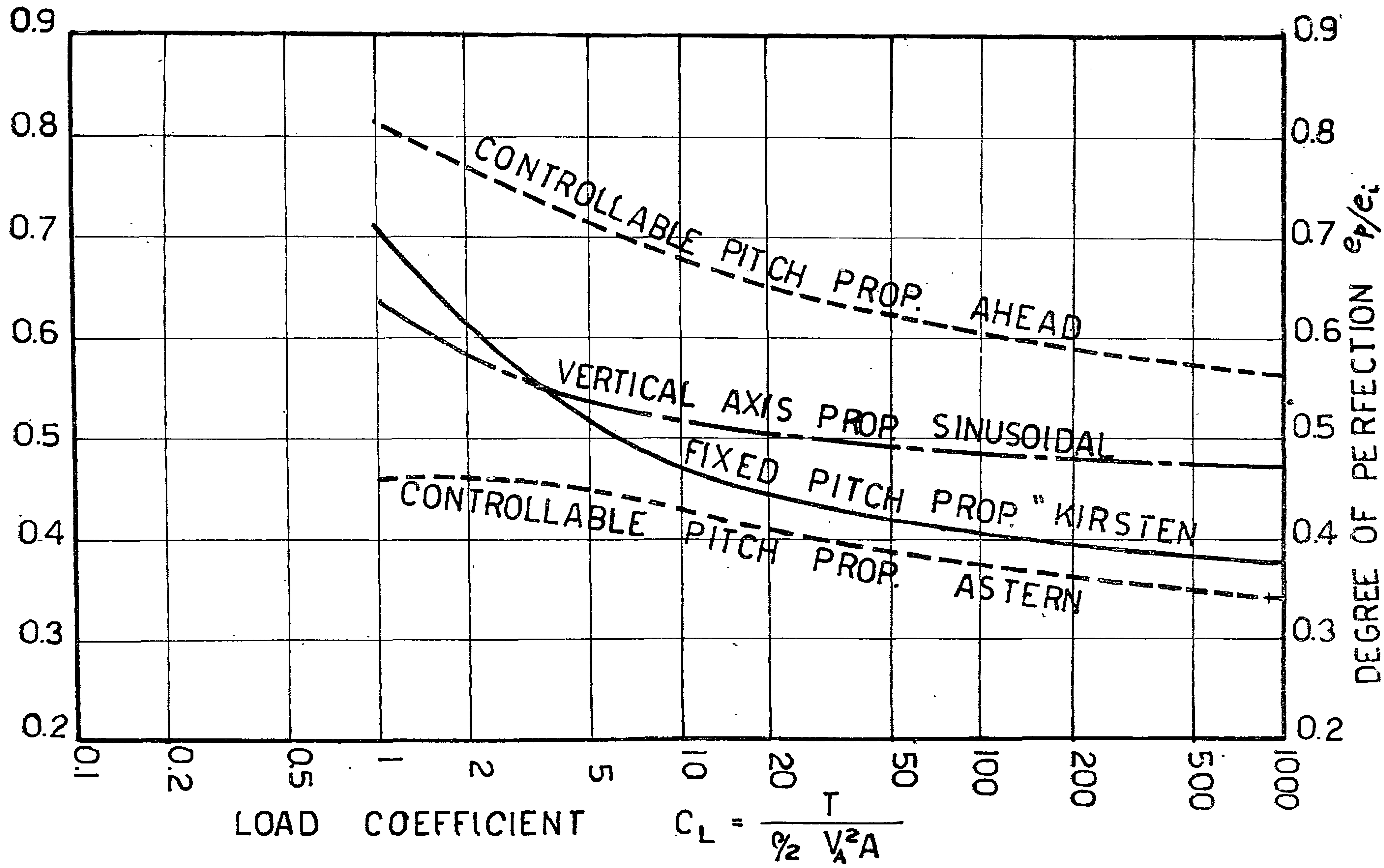

0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
CONTROLLABLE PITCH PROP. AHEAD
VERTICAL AXIS PROP SINUSOIDAL
FIXED PITCH PROP "KIRSTEN
CONTROLLABLE PITCH PROP. ASTERN
0.1
0.2
0.5
1
2
5
10
20
50
100
200
500
1000
LOAD COEFFICIENT $C_L = \frac{T}{\rho/2\, V_A^2 A}$
DEGREE OF PERFECTION e_p/e_i

Fig. (18)

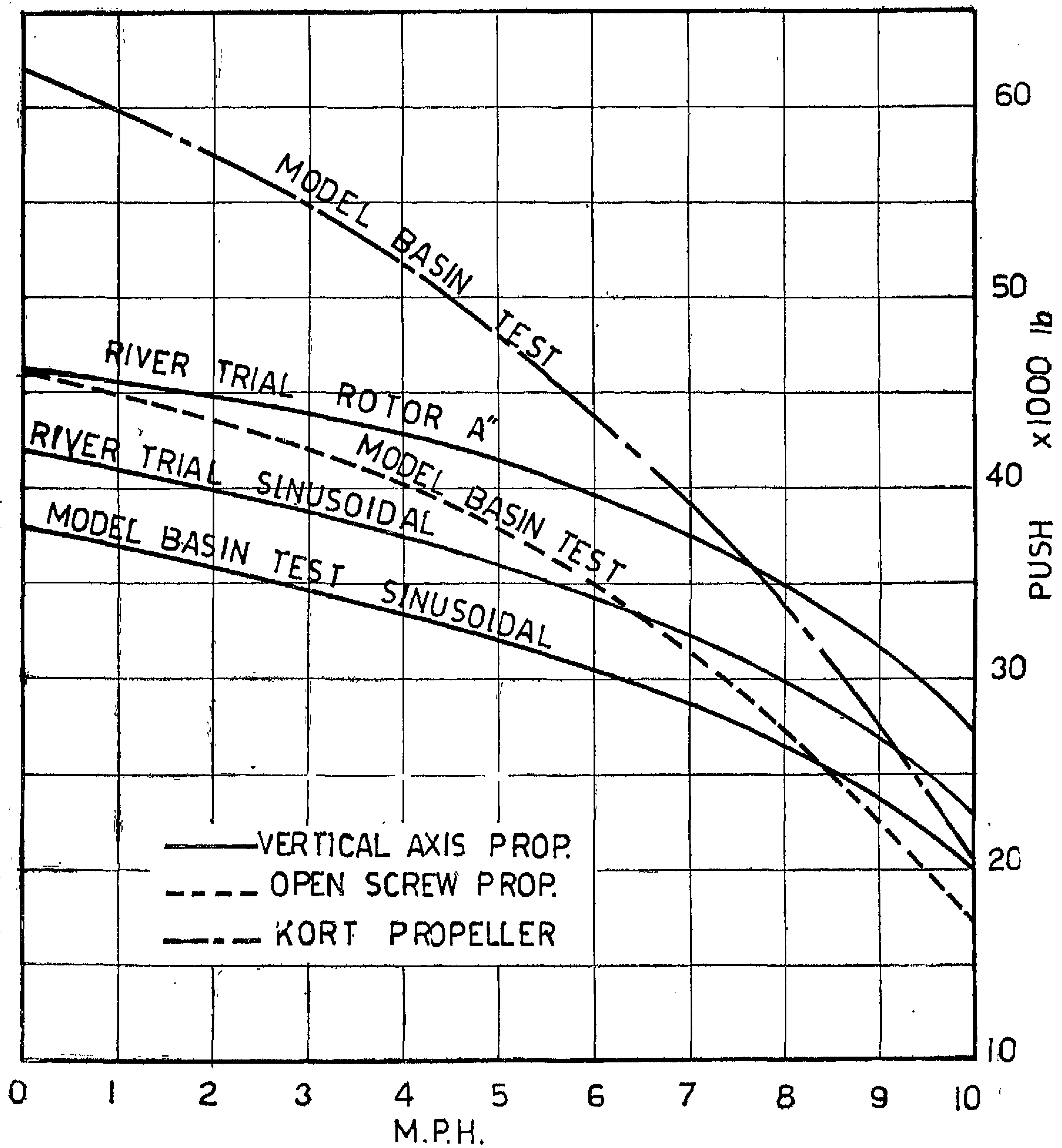

MODEL BASIN TEST
RIVER TRIAL ROTOR A"
MODEL BASIN TEST
RIVER TRIAL SINUSOIDAL
MODEL BASIN TEST SINUSOIDAL
VERTICAL AXIS PROP.
OPEN SCREW PROP.
KORT PROPELLER
60
50
40
30
20
10
PUSH x1000 lb
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
M.P.H.

Fig. (17)

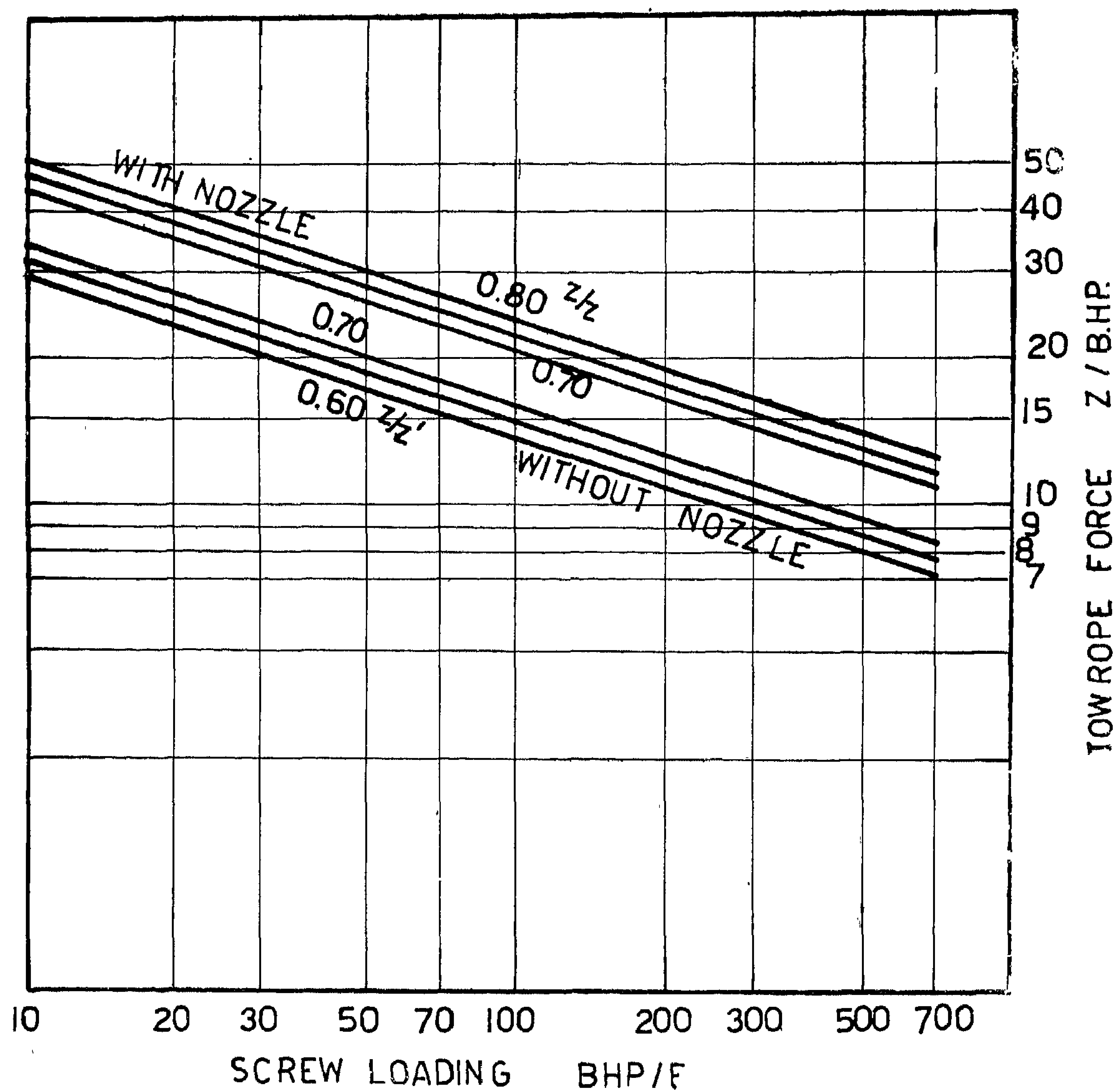

WITH NOZZLE
0.80 Z/Z
0.70
0.70
0.60 Z/Z'
WITHOUT NOZZLE
50
40
30
20
15
10
9
8
7
TOWROPE FORCE Z / B.H.P.
10
20
30
50
70
100
200
300
500
700
SCREW LOADING BHP/F

Fig. (16)

peller 10 to 15 per cent above that of the open screw propeller as per the river trials plotted on (fig. 17). A dynamometer barge was inserted between the towboat and the barges for the measurement of the push at the head of the towboat in the river trials.

The Degree of Perfection :

In order to establish a relation between thrust, power and speed at zero propeller efficiency and speed of advance, Dr. Hans Mueller introduced the expression "degree of perfection" represented by the ratio of the propeller efficiency ξ_p to that of the ideal efficiency ξ_i.

$$\text{Degree of perfection} = \xi_p/\xi_i = \lambda \frac{K_T}{K_Q} \left(\frac{1+\sqrt{C_L+1}}{2} \right)$$

$$\text{and for } \lambda_o = 0$$

$$\frac{\xi_p}{\xi_i} = \frac{(K_T)^{3/2}}{2\ K_Q} \quad \ldots \quad (4)$$

where

λ = speed coefficient = $V_A/\omega R$

V_A = speed of advance

R = circumferential speed

ξ_p = propeller efficiency = $\lambda\ K_T/K_Q$

C_L = load coefficient = $\dfrac{T}{\varrho/2\ V_A^2\ A}$

A = projected area of propulsion device.
= $\pi/4\ D^2$ for screw
= diameter × blade length for vertical axis propeller.

The "degree of perfection" of a certain type of propulsion is usually drawn to a base of load coefficient C_L with corresponding to C_L equals infinity i.e. bollard or dead pull performance.

A comparison between the different types of propulsion including fixed pitch, controllable pitch and vertical axis propellers is shown on (fig. 18), on the basis of the degree of perfection, in the range of load coefficient normally used in connection with tug towboat propellers. On the same figure, the controllable pitch propeller is shown in the astern operation illustrating the expected reduction in its relative efficiency at that operation.

The Astern Operation:

(Fig 19) show the experimental astern tow rope pull for the fixed pitch propeller fitted to the 100 ft. harbour tug whose particulars were given previously, as compared to the ahead pull delivered by the same propeller. The trials to determine the relative ahead and and astern dead pull performance were carried with the tug secured by a towline to a bollard at a sufficient distance from the shore in order to avoid any flow interaction or reflection. To measure the towrope pull two dynamometers were connected in the towline. A hydraulic towing dynamometer as well as an electric resistance wire strain gauge type dynamometer were fitted.

The resulting propeller revolutions for both the ahead and astern operations at the bollard condition were rather close as shown on Fig. 19), while the ahead revolutions in the free running condition were nearly 30 per cent higher than those corresponding to the towing condition.

It is of interest to note that close agreement has been found between the experimental results carried on that harbour tug and the calculated towrope pull at bollard arrived at by the use of (equation 3) in the ahead operation.

The astern pull is always increased by the use of Kort nozzles, but no satisfactory theory can be put forward to account for this. In order to give still better astern pulls a special design of Kort nozzle has to be fitted.

The dead pull astern with controllable pitch propellers should be about 30 per cent lower than the forward push, since in general the dead pull is proportional to the cubic root of the square of the degree of perfection.

Finally it is to be noted that vertical axis propellers are usually capable of delivering 100 per cent ahead thrust in the astern operation and thus exceed all other tug and towboat propellers in that respect.

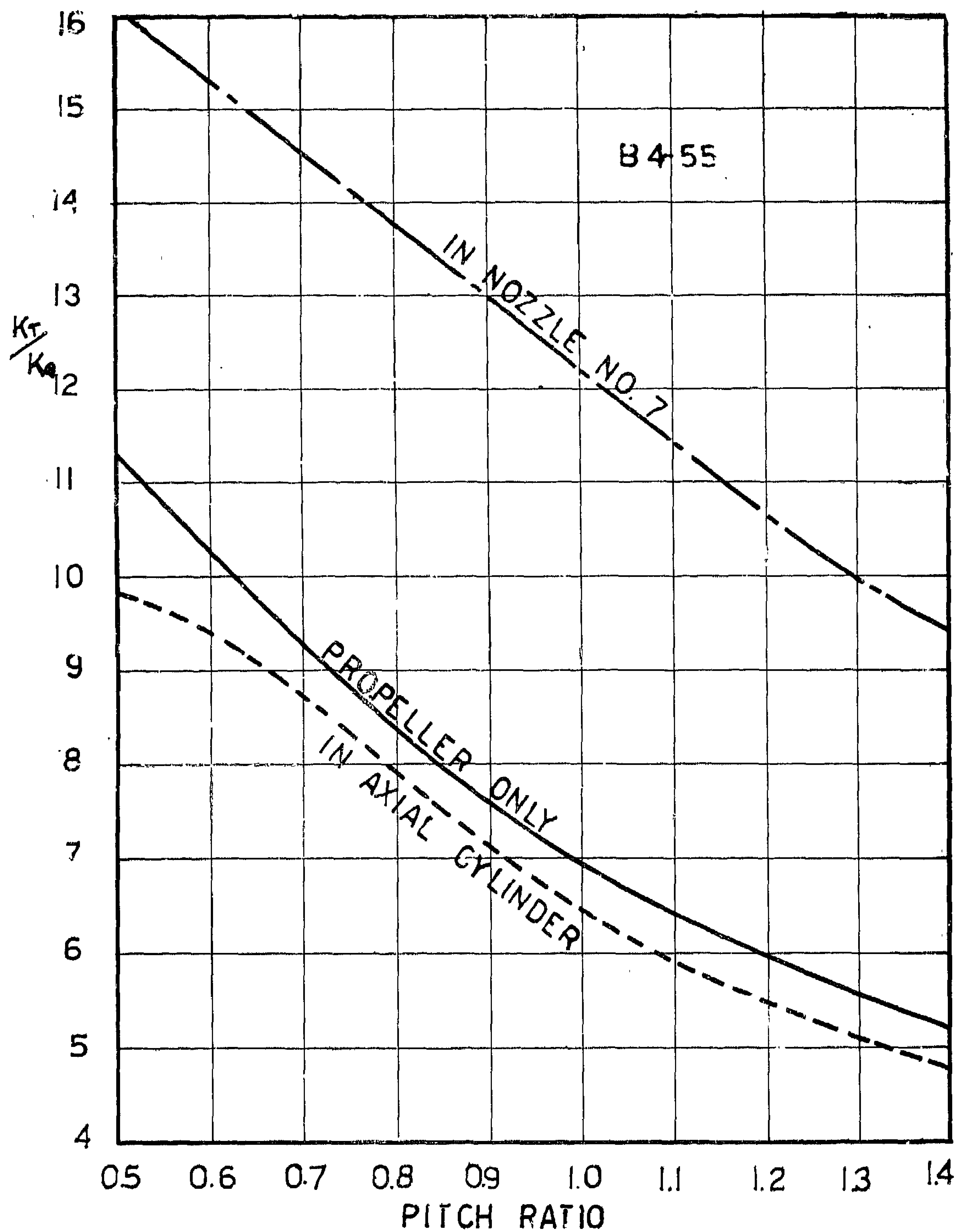

B 4-55
IN NOZZLE NO. 7
PROPELLER ONLY
IN AXIAL CYLINDER
KT/KQ
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
PITCH RATIO

Fig. (15)

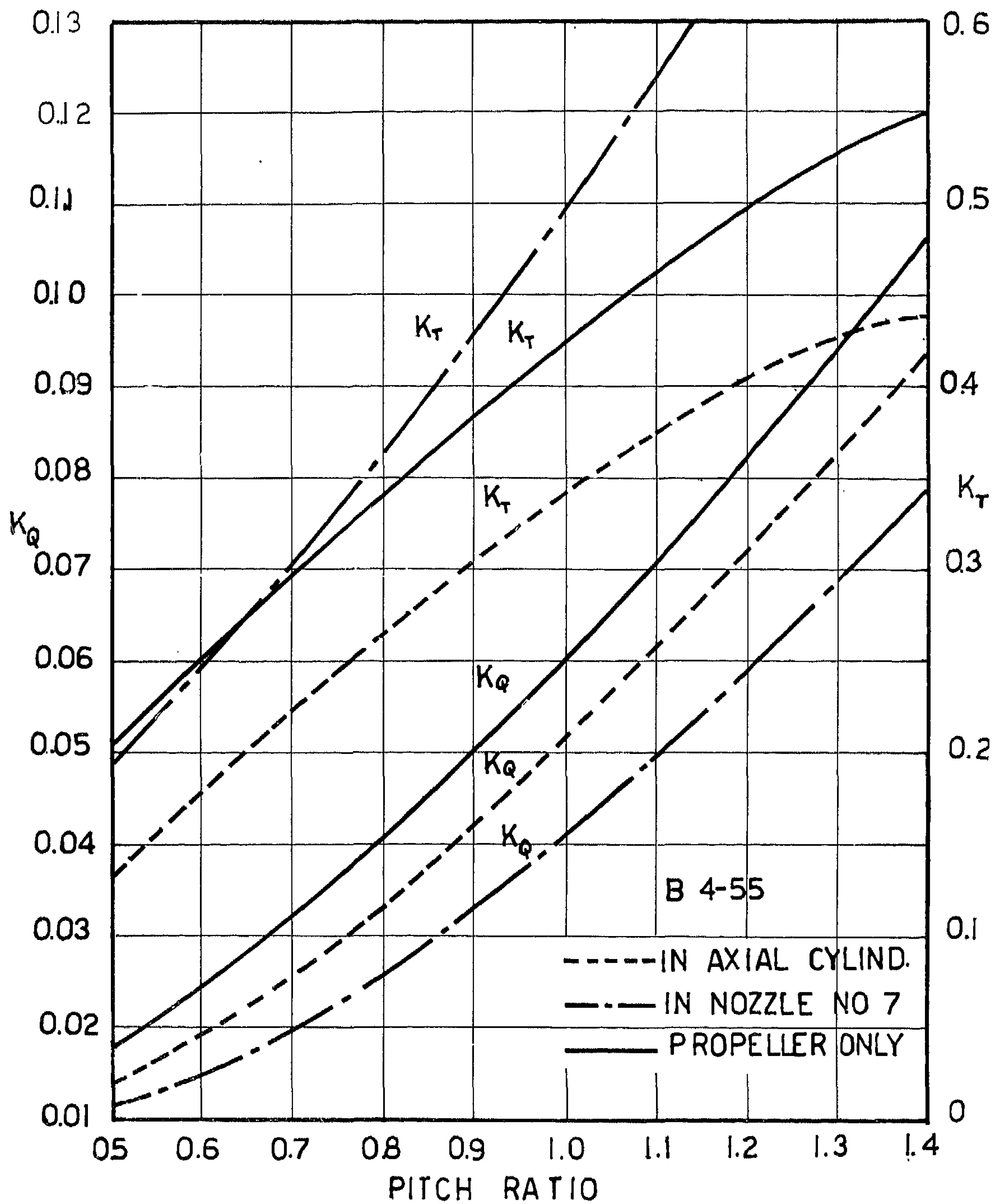

0.13
0.12
0.11
0.10
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
K_Q
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
K_T
K_T
K_T
K_T
K_Q
K_Q
K_Q
B 4-55
------IN AXIAL CYLIND.
—·—IN NOZZLE NO 7
—— PROPELLER ONLY
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
PITCH RATIO

Fig. (14)

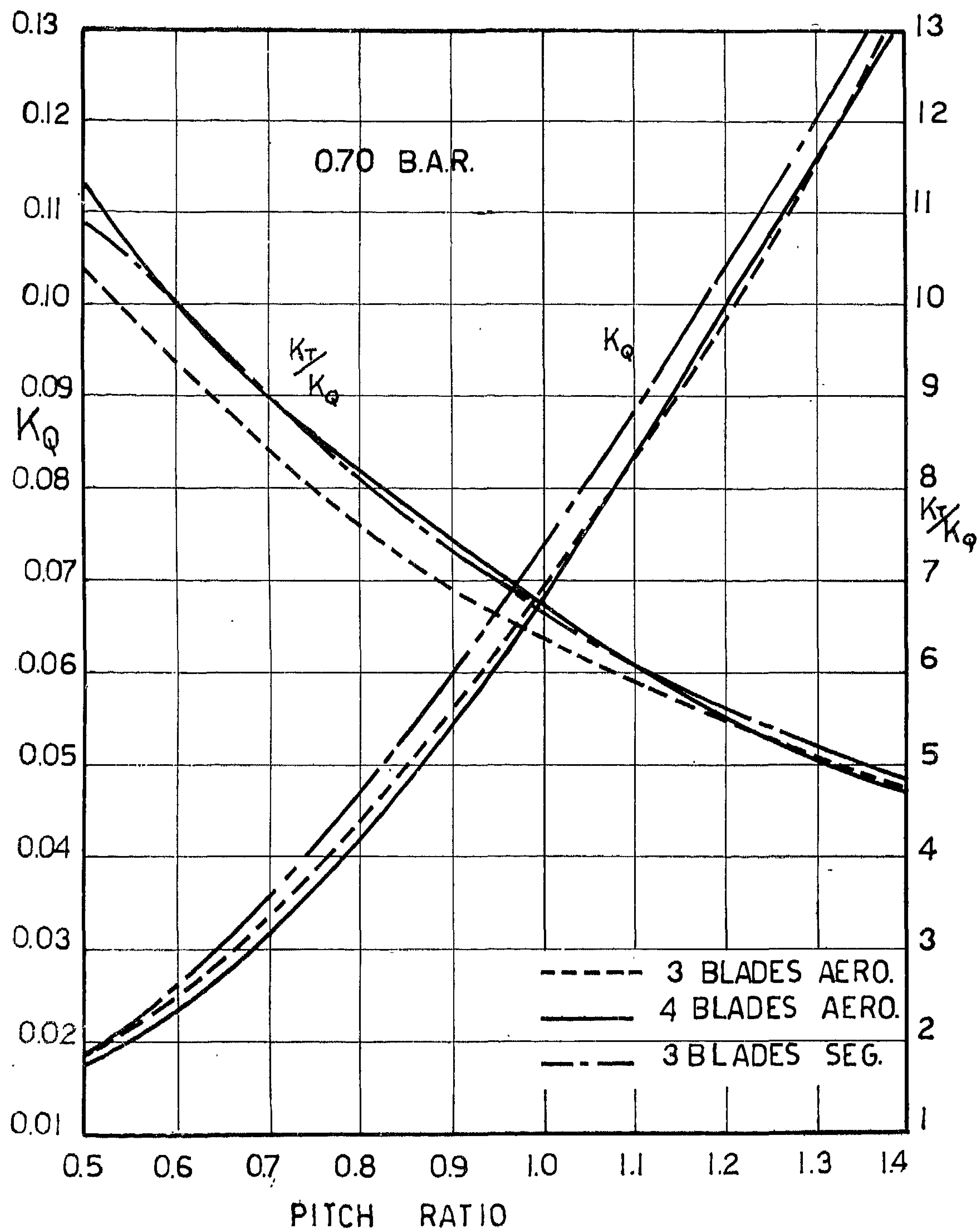

0.70 B.A.R.
K_T/K_Q
K_Q
K_Q
K_T/K_Q
0.13
0.12
0.11
0.10
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4
PITCH RATIO
3 BLADES AERO.
4 BLADES AERO.
3 BLADES SEG.

Fig. (13)

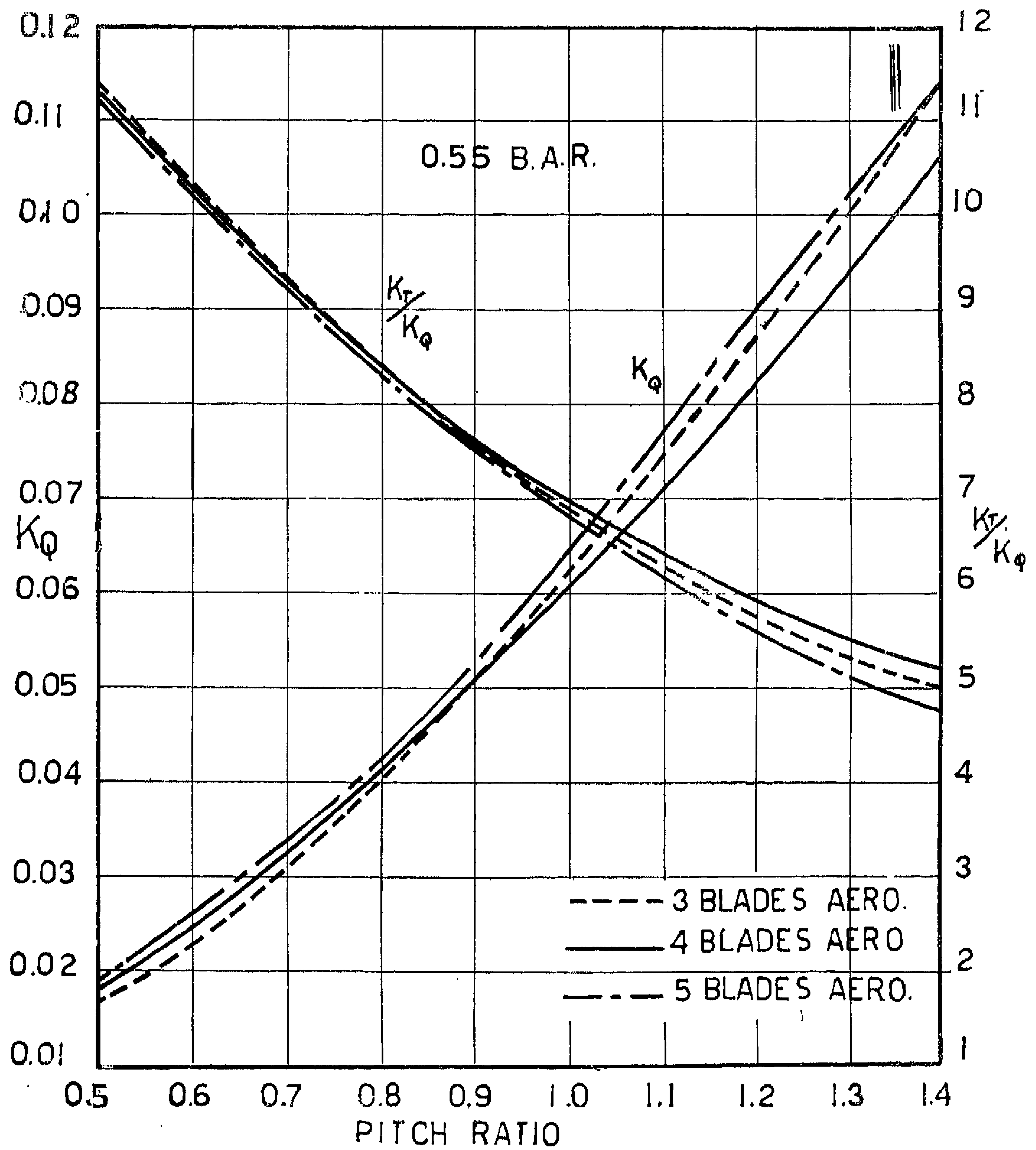

0.55 B.A.R.
K_T/K_Q
K_Q
K_Q
K_T/K_Q
0.12
0.11
0.10
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4
PITCH RATIO
3 BLADES AERO.
4 BLADES AERO
5 BLADES AERO.

Fig. (12)

On (fig. 12) the K_Q and K_T/K_Q values are plotted for one particular blade area ratio namely 0.55 and for the case of the three, four and five bladed propellers with aerofoil sections. At that particular blade area ratio the K_T/K_Q values for a pitch ratio up to a value of about 1.0 seems to be in good agreement and confirm the results given on (fig. 10), while the five bladed propeller shows slightly inferior results.

Meanwhile, on (fig. 13) values of K_Q and $\frac{K_T}{K_Q}$ are given for another blade area ratio namely 0.70 for the cases of three and four bladed aerofoil section propellers, as well as for the three bladed segmental section propeller. At that particular blade area ratio, the K_T/K_Q values of the three bladed aerofoil section propeller is shown inferior to those of the four bladed as well as the three bladed segmental section propellers thus confirming the results previously obtained from (fig. 11).

Summing up : In the design of propellers operating at the bollard condition, once the pitch ratio and the blade area are settled upon, the number of blades and the type of section which would render the highest possible K_T/K_Q values i.e. the highest possible bollard pull could be easily arrived at by directly consulting both (fig. 10) and (fig. 11) respectively.

The five bladed aerofoil section propeller however, is not recommended at the bollard condition.

(ii) *Kort Propellers :*

The advantages of using Kort nozzles in connection with tug and towboat propellers have well been demonstrated [7], [8], [9]. It is thus in order to study the effect of fitting such a device on tugs and towboats, at the bollard condition. This is shown on (fig. 14) following open water series tests carried at Wageningen [9]. A B4-55 propeller is selected and the effect of fitting either a Kort nozzel or an axial cylinder is studied.

The use of an axial cylinder although requiring less K_Q than the propeller alone, yet the resulting K_T at bollard is rather inferior suggesting the falacy of adopting such a device for bollard pull improvement.

On the other hand, fitting a Kort nozzel results in a smaller value of K_Q than the axial cylinder and a K_T value which is superior than for the propeller alone, thus demonstrating a definite gain on the part of the nozzle at the bollard condition.

The K_T/K_Q values are shown on (fig. 15), for the propeller only as compared to those of Kort propellers and of propellers in axial cylinders demonstrating once more the marked superiority of Kort propellers and the ineffectiveness of fitting axial cylinders to tug and towboat propellers at the bollard condition.

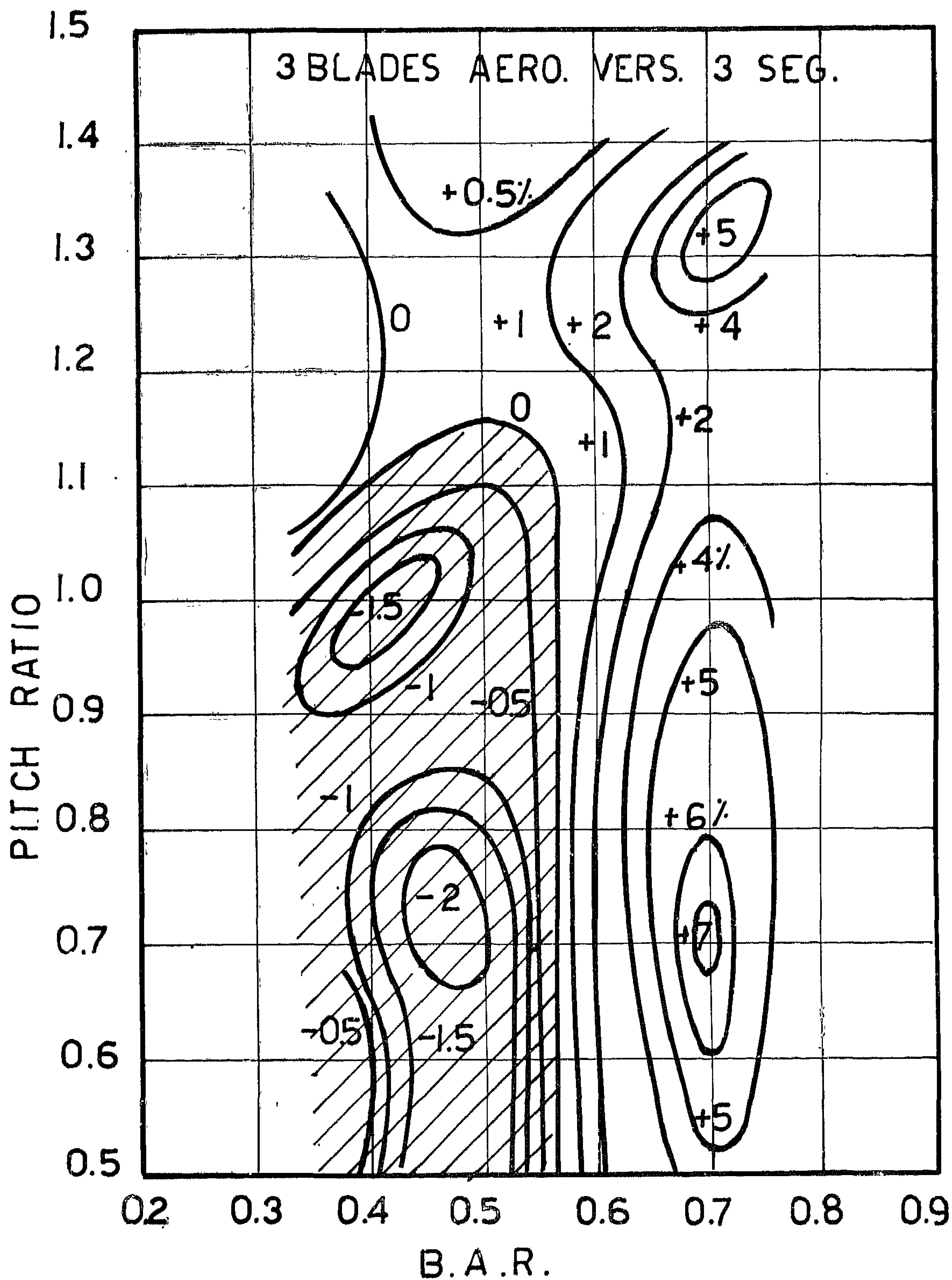
The relation between the tow rope force per BHP and the screw loading expressed as BHP per unit of propeller disc area for both normal screw propellers and those fitted with nozzles as given by Kort [2] and [7], are replotted on logarithmic scale on (fig. 16) for convenience and reference.

(iii) *Vertical-Axis Propellers.*

As stated by Kingsley [10], the vertical axis propeller is simply a mechanical device for producing a hydraulic thrust which can be directed in any desired radial direction from its orbit centre.

(Fig. 17) show the push values in pounds for a 150 ft. river towboat of 2000 BHP [10]) under model basin conditions, fitted alternatively with three different types of propulsion, namely, open screw propeller, Kort propeller, and vertical axis propeller. The propellers used in the comparison were 84 inches diameter for both the open screw while the vertical axis propeller had a 9 ft. diameter and a 4 ft. 6 inches blade length.

The Kort propulsion demonstrated superiority, in as far as the direct pushing effort is concerned, followed by the open screw propulsion. The vertical axis propeller with sinusoidal blade motion although lacking in pushing power could when replaced by the "Rotor A" linkage place the vertical axis pro-



3 BLADES AERO. VERS. 3 SEG.
+0.5%
0
+1
+2
+5
+4
0
+1
+2
+4%
-1.5
-1
-0.5
+5
-1
+6%
-2
+7
-0.5
-1.5
+5
PITCH RATIO
1.5
1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
B.A.R.

Fig. (11)

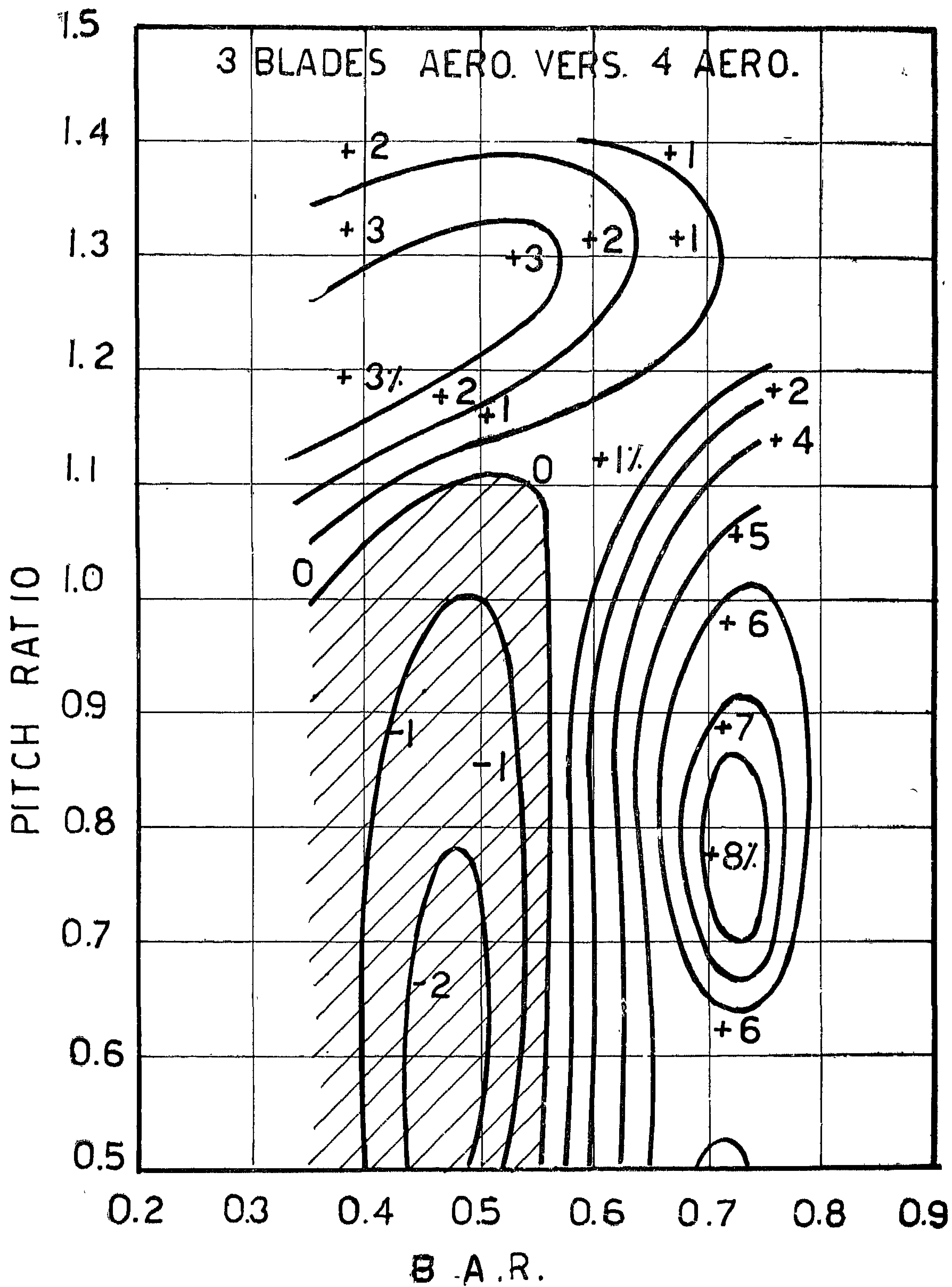

3 BLADES AERO. VERS. 4 AERO.
PITCH RATIO
1.5
1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
B.A.R.
+2
+1
+3
+3
+2
+1
+3%
+2
+1
0
+1%
+2
+4
0
+5
+6
+7
-1
-1
+8%
-2
+6

Fig. (10)

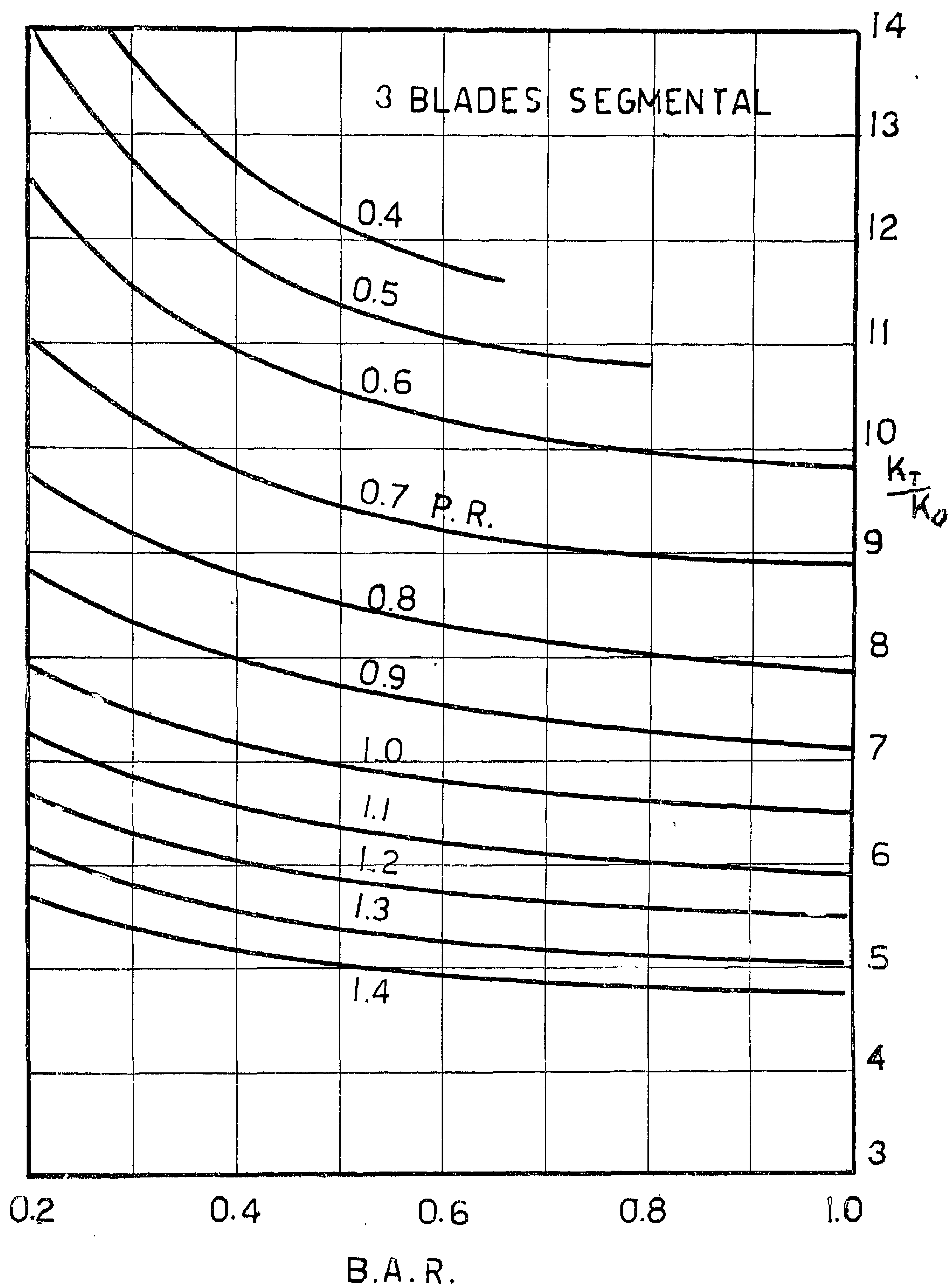
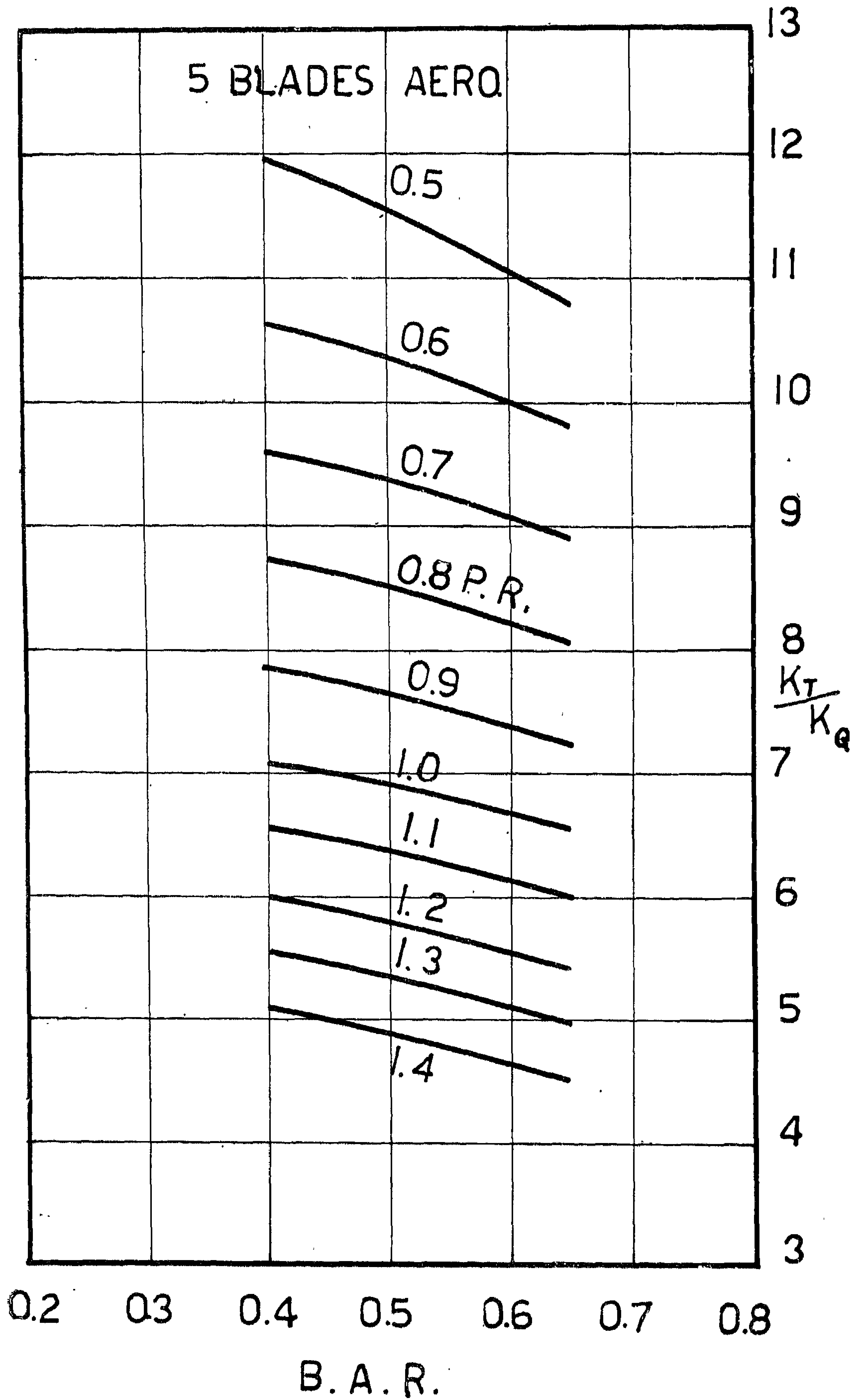

3 BLADES SEGMENTAL
0.4
0.5
0.6
0.7 P.R.
0.8
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
K_T/K_Q
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
B.A.R.

Fig. (9)



5 BLADES AERO
0.5
0.6
0.7
0.8 P.R.
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
K_T/K_Q
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
B.A.R.

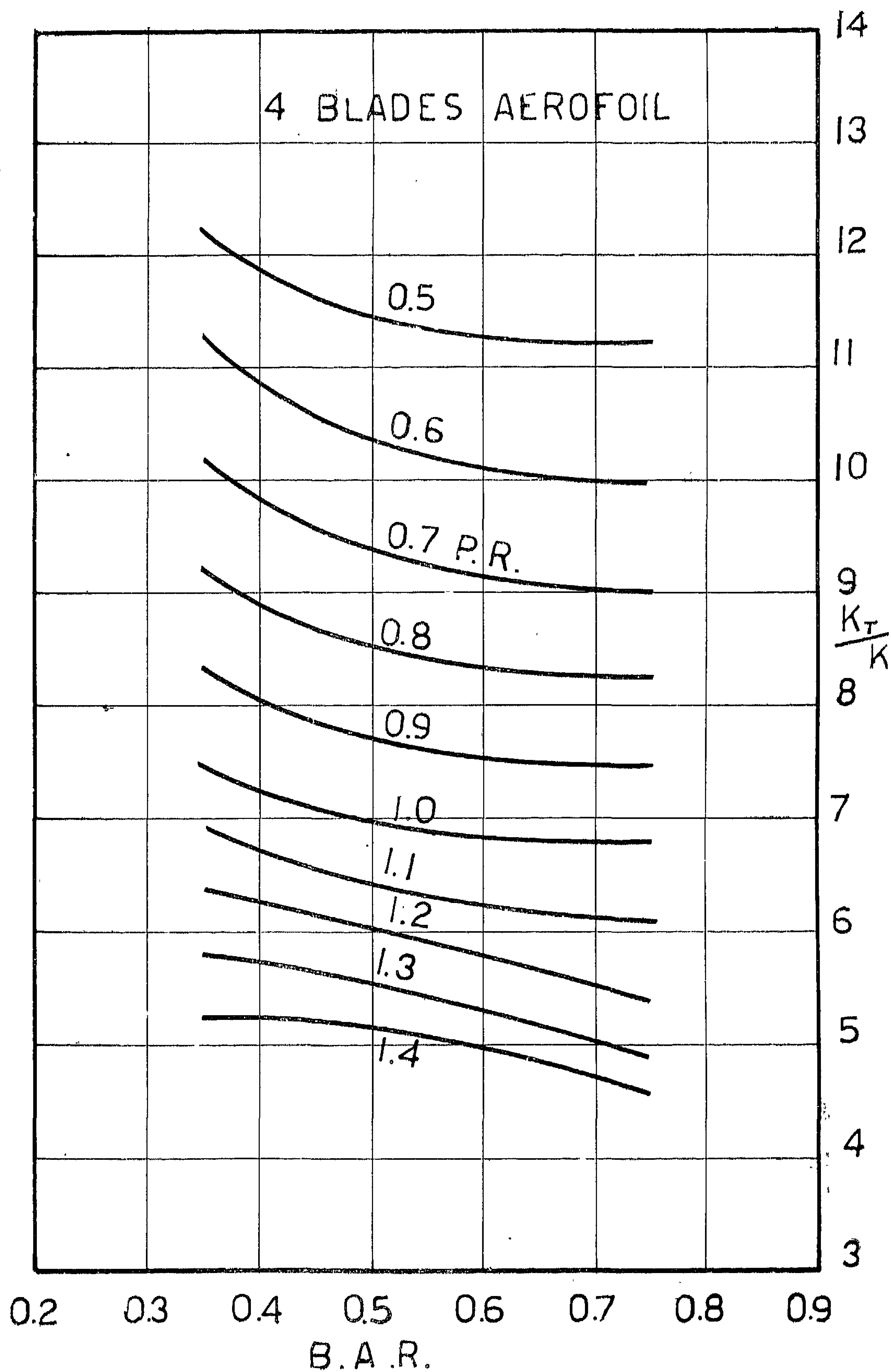

4 BLADES AEROFOIL
0.5
0.6
0.7 P.R.
0.8
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
14
13
12
11
10
9
K_T/K
8
7
6
5
4
3
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
B.A.R.

Fig. (7)

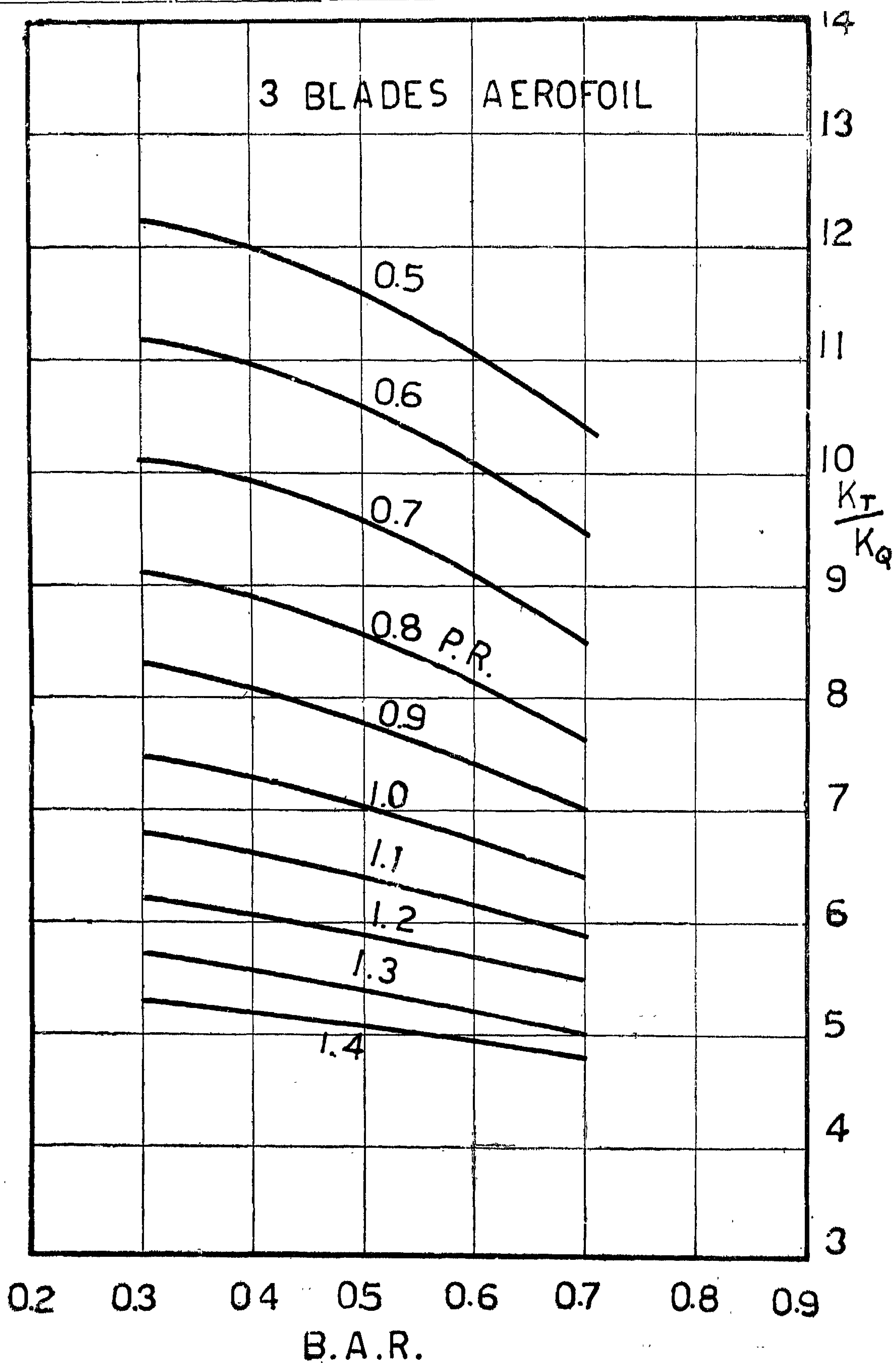

3 BLADES AEROFOIL
0.5
0.6
0.7
0.8 P.R.
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
14
13
12
11
10
K_T/K_Q
9
8
7
6
5
4
3
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
B.A.R.

Fig. (6)

K_Q : torque coefficient

$$= \frac{Q}{\varrho \, n^2 \, D^5}$$

K_T : thrust coefficient

$$= \frac{T}{\varrho \, n^2 \, D^4}$$

D : propeller diameter in ft.

ϱ : mass density = 1.98 (salt water)

Subscript b : bollard condition.

The Thrust and Torque Coefficients at Bollard :

(i) *Open Screw Propellers.*

The K_T and K_Q values to be used at bollard are obtained from the open water test results as given by Troost [3] or [4] for aerofoil sections, by Gawn [5] for segmental sections or by more recent cavitation tunnel test results or segmental sections as given by Burrill and Gawn [6].

(Fig. 2) and (Fig. 3) give the K_Q and K_T/K_Q values for three and four bladed propellers of aerofoil sections at the bollard condition with blade area ratios of 0.35, 0.50, 0.65 and 0.40, 0.55, 0.70 respectively following Troost's open water series [3] and at different pitch ratios. Furthermore, (fig. 4) gives the K_Q, K_T/K_Q values as deduced from reference [16] for the case of the five bladed serofoil section propellers for B.A.R. of 0.45, 0.60 and at different pitch ratios.

On (fig. 5) the K_Q and K_T/K_Q values are given for three bladed propellers of segmental sections and 0.06 blade thickness fraction, following Gawn's open water test results [5].

Tables giving the previous results are, however, added in the appendix of this paper.

For convenience and for propellers of specific blade area ratios met in practice (fig. 6), (fig 7) and (fig. 8) were drawn for the cases of the three, four and five, aerofoil section, propellers respectively, while on (fig. 9) the K_T/K_Q values for the three bladed segmental section propellers are traced on a base of blade area ratio.

From these figures it is quite obvious that at all corresponding B.A.R. and pitch ratios, the five bladed aerofoil section propeller seems to render K_T/K_Q values inferior to those given by both the three and four bladed aerofoil section propellers. In other words, the expected behaviour of the five bladed aerofoil section propellers, in so far as the bollard pull is concerned, would not justify their use in such case.

For the sake of comparison between the three bladed and the four bladed aerofoil section propellers (fig. 10) is drawn showing the contour lines representing the percentage increase and decrease of the K_T/K_Q values.

The shaded zone represents the area in which the three bladed aerofoil section propeller is superior, while the remaining zone is where the performance of the four bladed propeller as regards the bollard pull seems to excell. Values as high as 8 % and more are indicated and it is in such zones that the four bladed aerofoil section propellers are to be recommended.

(Fig. 11), on the other hand, gives the percentage difference between the K_T/K_Q values for the three bladed propellers of either aerofoil or segmental section.

The shaded zone represents once more the area in which the three bladed aerofoil section propeller excells the performance of segmental sections, while in the remaining zone, values as high as 7 % are to be expected in favour of the segmental sections.

It should be noted, however, that these diagrams should be used in the case of "constant torque" treated previously in the text.

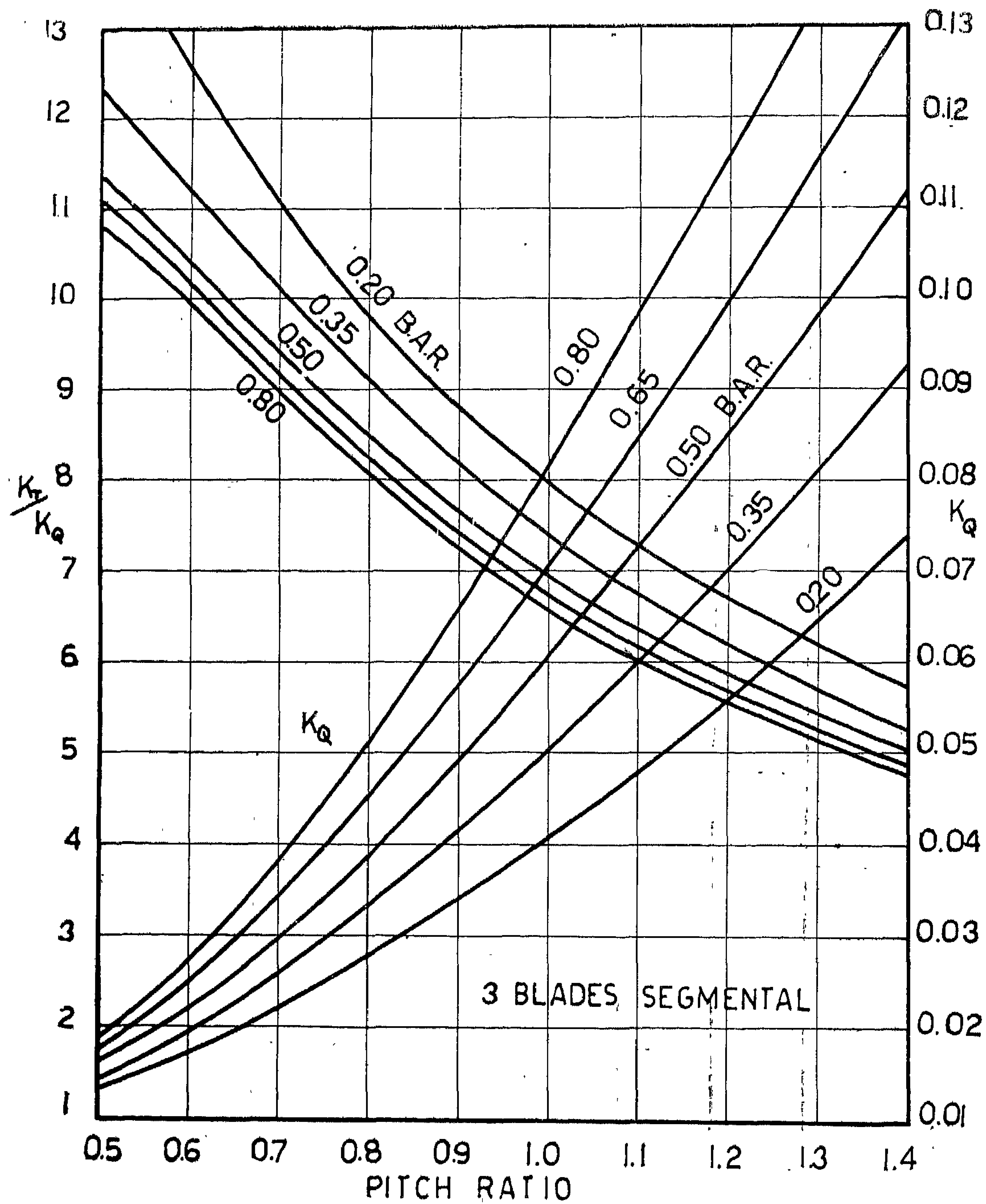

13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
K_T/K_Q
0.13
0.12
0.11
0.10
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
K_Q
0.20 B.A.R.
0.35
0.50
0.80
0.80
0.65
0.50 B.A.R.
0.35
0.20
K_Q
3 BLADES SEGMENTAL
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
PITCH RATIO

Fig. (5)

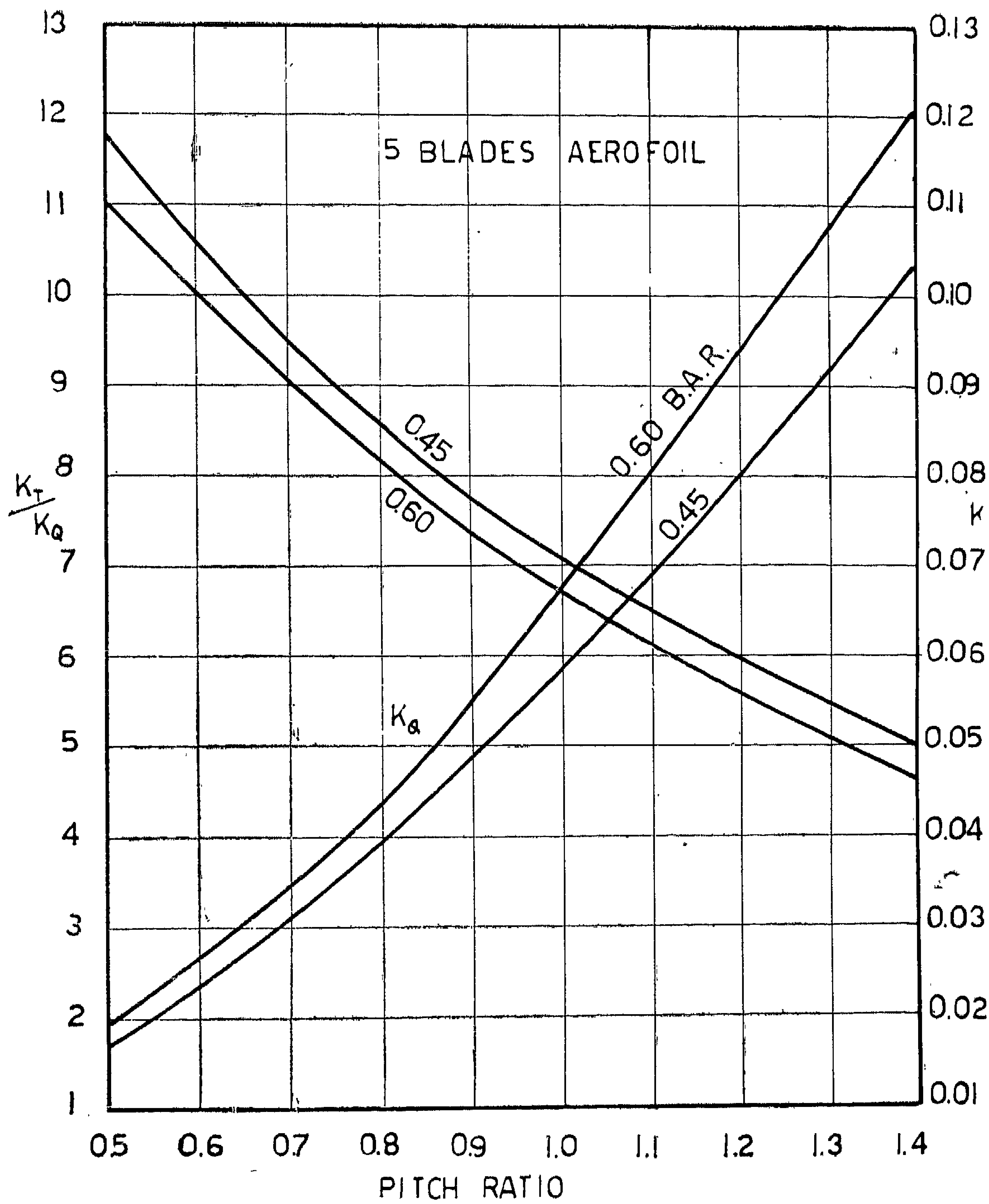
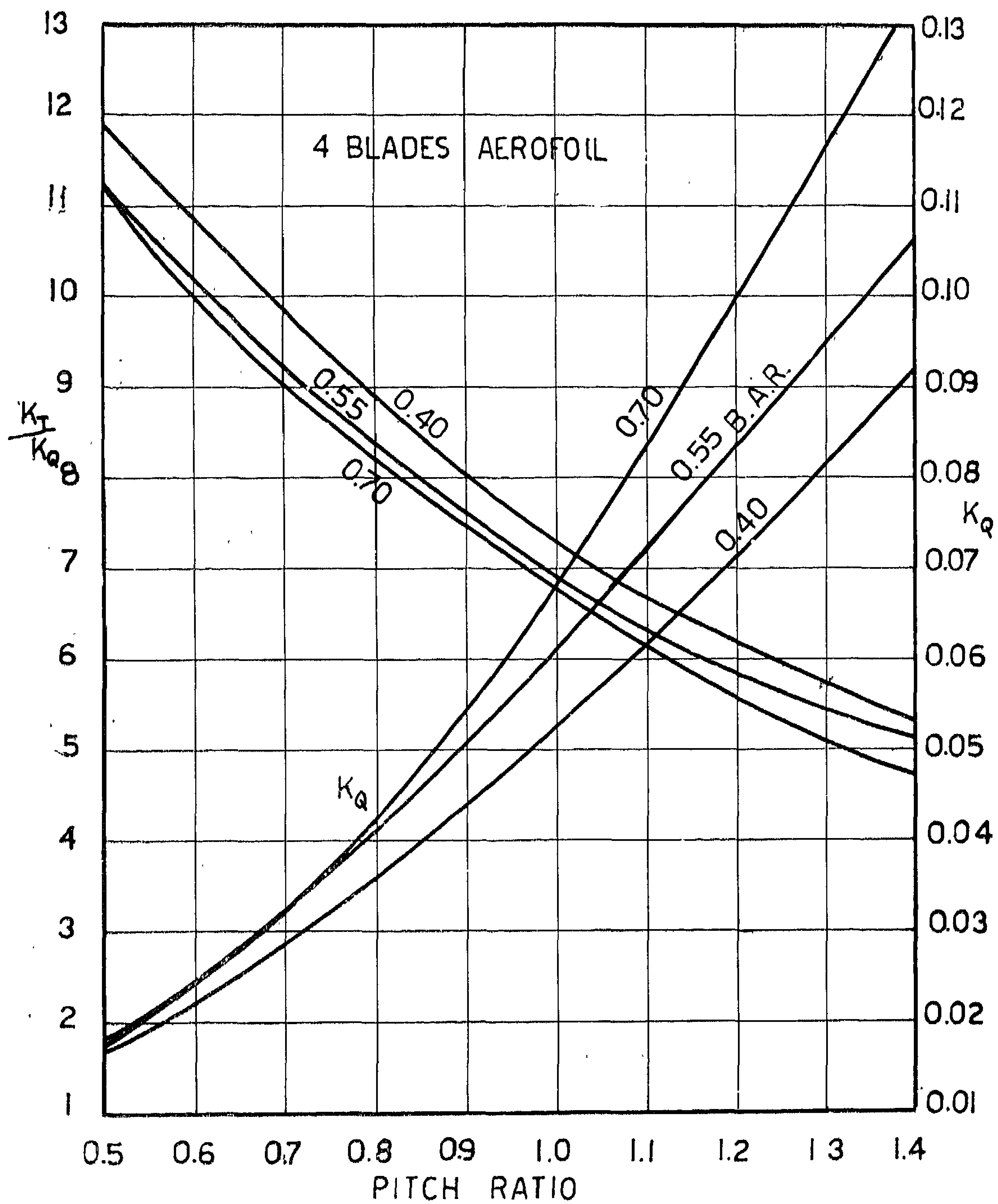

5 BLADES AEROFOIL
0.45
0.60
0.60 B.A.R.
0.45
K_Q
K_T/K_Q
K
PITCH RATIO
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.13
0.12
0.11
0.10
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4

Fig. (4)



4 BLADES AEROFOIL
K_T/K_Q
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.13
0.12
0.11
0.10
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
K_Q
0.55
0.40
0.70
0.70
0.55 B.A.R.
0.40
K_Q
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
PITCH RATIO

Fig. (3)

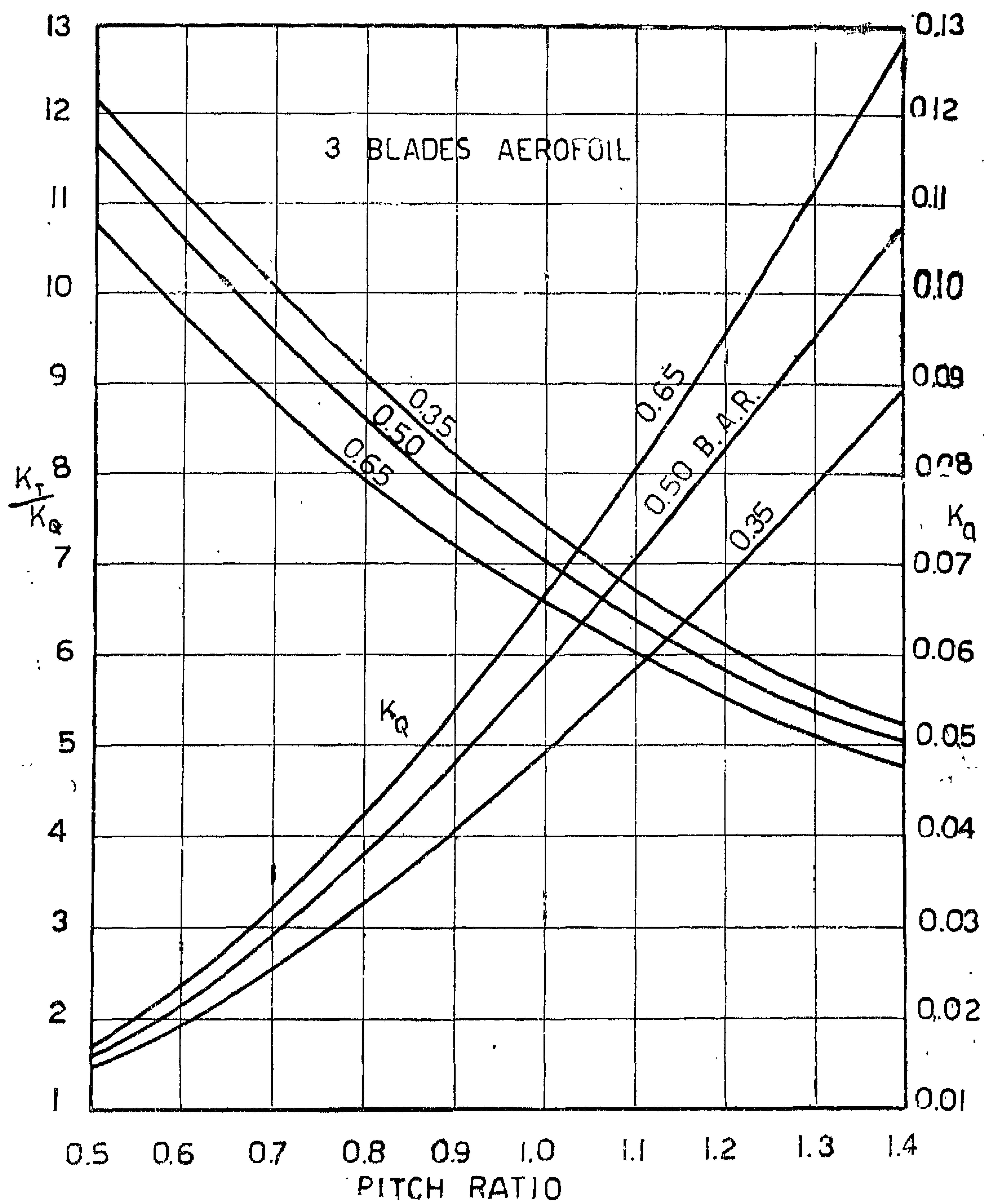

3 BLADES AEROFOIL
K_T/K_Q
K_Q
0.35
0.50
0.65
0.65
0.50 B.A.R.
0.35
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.13
0.12
0.11
0.10
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4
PITCH RATIO

Fig. (2)

rained revolutions which ought not be exceed to any considerable extent. It thus follows that with the application of direct or geared give a substantially "constant torque" has to be considered, while with electric drive the calculation has to be carried on a "constant power" basis.

Secondly, the loss of thrus due to the interaction between the propeller and the hull refered to as the thrust deduction factor should be kept to a minimum, as high values demonstrate a less efficient vessel under towing conditions. Experiments have shown that the thrust deduction factor for a given propeller diameter and speed, regardless of the amount of thrust loading on the propeller, will remain constant for that speed. As stated by Van Lammeren [2], thrust deduction factors varying from 0.03 to 0.05 are found in the bollard pull tests.

The Determination of Thrust, Power and Revolutions at Bollard :

The bollard pull or thrust at 100 per cent slip cannot be computed with the usual equations for thrust. The expressions for thrust T_b, revolutions n_b and developed horsepower DHP_b, at zero tug speed and propeller efficiency are given in the following for the two cases of "constant torque" and "constant power" discussed previously.

(i) *Constant Torque.*

We have

$$DHP = \frac{2\pi Q n}{550}$$

but

$$Q = K_{Qb}\,\varrho\,D^5 n_b^2$$

$$\therefore \quad DHP = \frac{2\pi\varrho K_{Qb} D^5 n_b^2 n}{550}$$

$$\text{and} \quad n_b = 1/D^2 \sqrt{\frac{DHP}{n D} \times \frac{550}{2\pi\varrho K_{Qb}}} \quad \ldots\ldots (1)$$

$$\text{Since} \quad DHP_b = \frac{2\pi Q n_b}{550}$$

$$= \frac{2\pi DHP \times 550 n_b}{550 \times 2\pi n}$$

$$\therefore \quad DHP_b = DHP \times n_b/n \quad \ldots\ldots (2)$$

We have $T_I = K_{Tb}\,\varrho\,D^4 n_b^2$

With a thrust deduction factor of 0.04 the tow rope force at bollard

$$T_b = 0.96 \times T_I$$

$$= 0.96\,\varrho\,K_{Tb}\,D^4 n_b^2$$

$$= 0.96\,\varrho\,K_{Tb}\,D^4 \times \frac{DHP \times 550}{2\pi\varrho K_{Qb} D^5 n}$$

$$\therefore \quad T_b = 84 \times \frac{DHP}{n D} \times K_{Tb}/K_{Qb} \text{ (salt water)} \quad \ldots\ldots (3)$$

(ii) *Constant Power.*

We have $DHP = DHP_b$

$$\therefore \quad Q n = Q_b n_b = \frac{550\,DHP}{2\pi}$$

$$\text{but} \quad Q_b = \varrho K_{Qb} D^5 n_b^2$$

$$\therefore \quad \frac{550\,DHP}{2\pi} = \varrho K_{Qb} D^5 n_b^2 \times n_b$$

$$\text{and} \quad n_b = \sqrt[3]{\frac{550\,DHP}{2\pi\varrho D^5 K_{Qb}}}$$

The tow rope pull at bollard

$$T_b = 0.96\,\varrho\,K_{Tb}\,D^4 n_b^2$$

where :

DHP : developed horsepower.

Q : propeller torque ft. lb.

$$= \frac{550\,DHP}{2\pi n}$$

T : propeller thrust lb.

$$= \frac{DHP \times 550 \times \xi_p \times 0.592}{V_A}$$

ξ_p : propeller sufficiency

V_A : Speed of advance

n : R.P.S.

the blade surface area to a higher value than would be required for the free running condition so as to avoid cavitation when towing. This limits both the towing pull and the corresponding rotational speed.

The Controllable Pitch Propeller :

With the adoption of the controllable pitch propeller for tugs, the limitation of pull does not occur, for the screw can be arranged to work at both the free running and the towing conditions with responsable slips. Adjustments as great as 30 per cent of the designed pitch and more may be required as towing in order to utilize the full power.

In order to develope higher powers and to obtain higher efficiencies with such propelers, a highe setting for pitch is used when running free, while a somewhat lower setting is used when towing, thus the propeller can be arranged to work at reasonable slips for both conditions of free running and towing.

(Fig. 1) demonstrates the advantage in tow rope pull of fitting a controllable pitch propeller [I] over an equivalent fixed pitch propeller at various towing speeds for two nearly comparable designs of 100 ft. harbour tugs.

The shafthorsepower required for both towing and free running conditions is also shown, for comparison, at different speeds.

It is to be noted that in the case of harbour tugs, maximum push or pull, both ahead and astern, are required at operating conditions near 100 per cent slip for maneuvering large vessels in harbours and into docks. The use of a fixed pitch propeller designed for moderate towing or free running conditions will not permit the utilization of the full engine power under the dead or bollard pull condition. This will not be the case when using a controllable pitch propeller which can well be used to advantage under such a condition.

Factors Affecting the Bolard Pull :

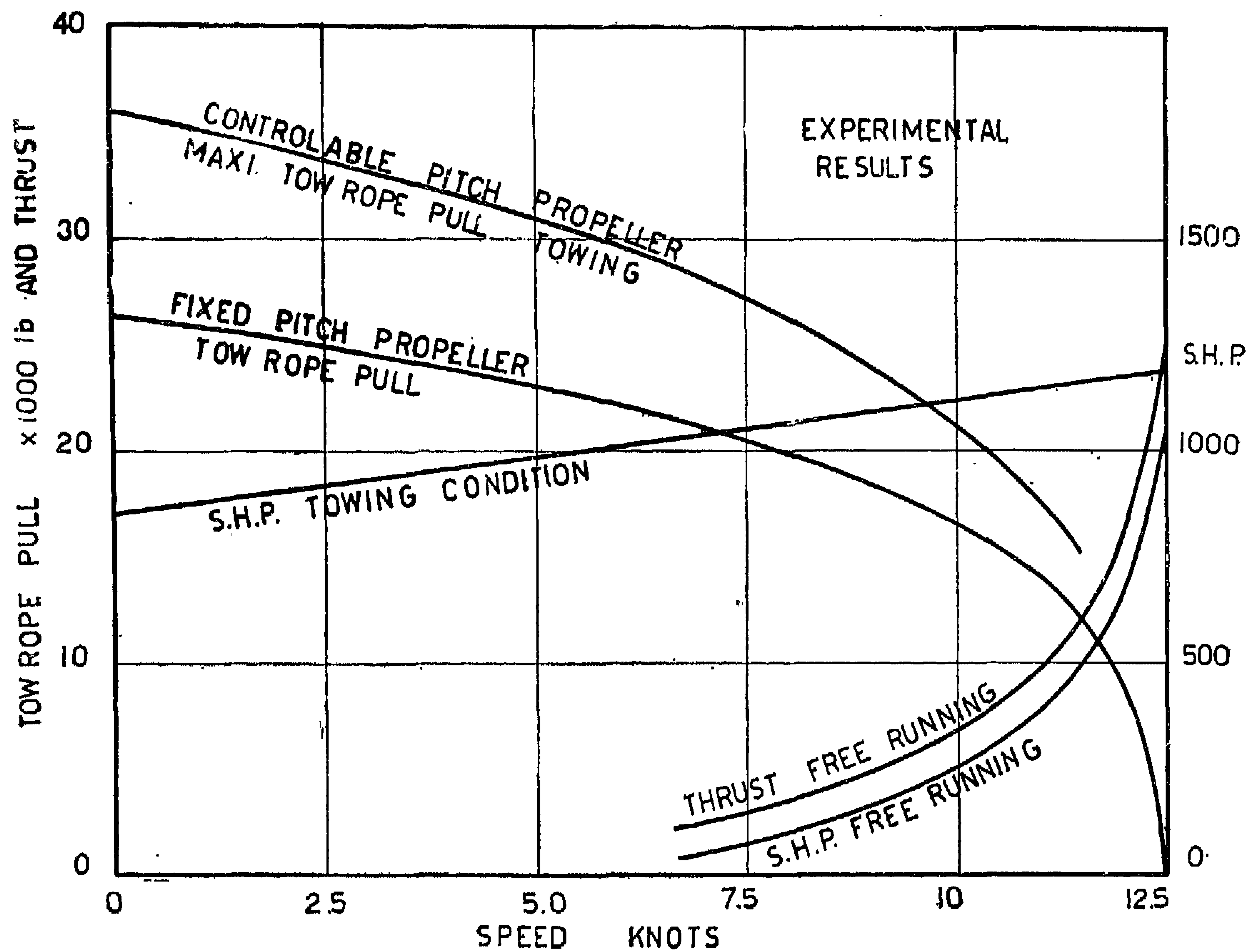
The relative importance of the bollard condition in the design and function of marine tug propellers having thus been demonstrated in the two cases of fixed pitch and controllable pitch propellers, its significance may well justify the fact that the cost of present day American harbour tugs are based per pound of bollard pull.

Two factors are of particular value when determining the thrust developed at bollard namely the type of propulsion machinery and the thrust deduction factor.

Spesial consideration has to be given to the type of propulsion machinery when determining the thrust, power and revolutions at towing speeds. A Diesel engine can only develop its full power at certain pre-deter-

Thel main particulars of the two propellers are :

Item	Fixed Pitch	Controllable Pitch
Number of blades	4	4
Diameter in ft.	0.873	0.80 at 20'Ahead
Pitch Ratio 0.7 R	9.167	9.50
D.A.R.	0.525	0.505



TOW ROPE PULL x1000 lb AND THRUST
40
30
20
10
0
1500
S.H.P.
1000
500
0
CONTROLABLE PITCH PROPELLER
MAXI. TOW ROPE PULL TOWING
EXPERIMENTAL RESULTS
FIXED PITCH PROPELLER
TOW ROPE PULL
S.H.P. TOWING CONDITION
THRUST FREE RUNNING
S.H.P. FREE RUNNING
0
2.5
5.0
7.5
10
12.5
SPEED KNOTS

Fig. (1)

MARINE PROPELLERS AT THE BOLLARD CONDITION

by

Dr. F. BAHGAT, M.Sc., Ph.D., A.M.R.I.N.A.
Asst. Prof. Naval Architecture & Marine Engineering
Alexandria University.

Summary:

The design requirements of some heavily loaded marine propellers used for tug and towboat propulsion are first discussed. The cases of fixed pitch and controllable pitch propellers as well as Kort and vertical axis propellers are separately treated.

The expressions for the bollard or dead pull are set for the two different cases of "constant torque" and "constant power", relating to the type of propulsion machinery in use.

Both the thrust and torque coefficient at bollard are computed for various number of blades, pitch ratios, and blade area ratios with either sigmental or aerofoil blade sections and the range extended to cover that of most marine propellers.

The K_T/K_Q values required for the determination of the bollard pull under the "constant torque" condition are also given. Comparison between the three bladed and the four bladed aerofoil section propellers is indicated on (fig. 10), showing the zones in which each is superior as regards the bollard pull. (Fig. 11) shows the relative merits of the three bladed propellers with either segmental or aerofoil sections. Both figures have to be consulted when determining the number of blades and the type of section to be adopted in order to obtain the highest possible bollard pull for any particular design.

Comparison between the different types of propellers is also given on the basis of the "degree of perfection", and finally the astern operation is considered in what concerns the bollard condition.

The Fixed Pitch Propeller:

Little consideration has been given in the past to the problem of tug propeller design. The main difficulty in the design of such propeller is that is has to be fitted to meet both the free running and the towing conditions. The question then, is whether it should be designed to give maximum performance in the free running condition, in the towing condition, or when pulling at rest.

Whereas the main function of a tug is either pushing or pulling, many fixed pitch tug propellers have been designed for free running. When towing with such propellers, at the anticipated reduced revolutions, the full power is not made available with the result of an appreciable reduction in towing.

The propeller loading in either the towing condition or when pulling at rest is considerably higher than that in the free running condition. In such case, tug propellers are designed with engines developing full rated horsepower and revolutions under normal towing speeds. The difficulty when operating in the free running state, is that the best free speed cannot be obtained and the engine has to be governed against overspeed. However, tug propellers when designed for the towing condition are expected to put about 90 per cent of the rated horsepower, at bollard, with a proportionate reduction in revolutions.

Propeller designers usually design fixed pitch tug propellers to give the correct number of revolutions for the free running condition with high speed of advance, then increase

Figure 10.—Arrangement of the test equipment for the tunnel diode transmitter circuit.

Figure 11.—Received waveforms with f-m operation.

Figure 12.—Received waveforms with a-m operation.

Figure 13.—Variation of the audio frequency output voltage from the field strength meter with the modulation frequency $p/2\pi$. Full-line curves are for the tunnel diode transmitter, while the dashed-line curves are for the A.M./F.M. signal generator.

Figure 14.—Variation of the audio frequency output voltage from the field strength meter with the modulation voltage (index of modulation) at a constant modulation frequency $P/2\pi$ of 1000 c/s. Full-line curves are for the tunnel diode transmitter, while the dashed-line curves are for the A.M./F.M. signal generator.

Figure 15.—Circuit diagram of the tunnel diode receiver.

L_0—3.0 microhenry, tank circuit induc-
C_0—resonates with L_0 at about 3 m-c,
C_b—0.05 microfarads d-c. blocking condenser,
r.f.c.—1.0 millihenry radio frequency choke
E—1.5 volts, d-c cource (dry cell),
v_q—40→400 millivolts externally applied quench voltage, quench frequency varying from 30 kc. → 60 kc.,
R_1—170 ohms and R_2 from 7 → 40 ohms adjusted for optimum bias at different conditions.

Figure 16.—Free state voltage waveform across the tunnel diode corresponding to low quench frequencies or large quench voltages.

Figure 17.—Free state waveform of voltage across the tunnel diode corresponding to higher quench frequencies on lower quench voltages.

Figure 19 a & b.—Free state waveform of voltage across the bank circuit. b—corresponds to enlarged time scale.

Figure 20.—Effect of variation of the modulation voltage on the number of suppressed radio frequency pulses as seen across the tank circuit when a modulated signal is applied.

Figure 21.—Effect of variation of the quench voltage on the number of suppressed radio frequency pulses.

Figure 22.—Arrangement of the test equipment for the tunnel diode receiver circuit.

Figure 23.—Variation of the optimum quench voltage with the quench frequency.

Figure 24 a.—received audio frequency signal for a radio frequency signal of 10 microvolts.

b.—received audio frequency signal for a radio frequency signal of 100 microvolts.

In both cases, the quench voltage is not completely filtered and appears as superimposed ripples.

Figure 25.—Variation of the received voltage with the modulation frequency $p/2\pi$ (radio frequency = 100 microvolts).

Figure 26.—Variation of the received voltage with the modulation voltage (index of modulation).

REFERENCES

1. Abd El-Samie Mostafa and M. El-Shishini, *A new method for treating electron* tubes when used as superregenerative *detectors,* Parts I, II and III, Communication and Electronics, May 1953, p. 207, and July 1953, p. 283, and p. 290.

2. H. S. Sommers, *Tunnel diodes as high-frequency devices*, Proc. I. R. E., July 1959, p. 1201.

3. K. K. N. Chang, G. H. Heilmeier and H. J. Prager, *Low-noise tunnel-diode down converter having conversion gain,* Proc. I.R.E., May 1960, p. 854.

4. A. Yariv, J. S. Cook and P. E. Butzien, *Operation of an Esaki diode microwave* amplifier, Proc. I.R.E., June 1960, p. 1155 (Correspondence).

5. N. Holonysk and I. A. Lesk, *Gallium arsenide tunnel diodes,* Proc. I.R.E., August 1960, p. 1405.

6. G. Dermit, H. Lockwood and W. Hauer, *10.8-K.M.C. Germanium tunnel diode,* Proc. I.R.E., Feb. 1961, p. 519 (Correspondence).

7. A. Yariv and J. S. Cook, *A noise investigation of tunnel diode microwave amplifiers,* Proc. I.R.E., April 1961, p. 739.

8. Donald R. Hamann, *A matched amplifier using two cascaded Esaki diodes,* Proc. I.R.E., May 1961, p. 904.

9. G. Dermit, *High frequency power in tunnel* diodes, Proc. I.R.E., June 1961, p. 1033.

10. M. Schuller and W. W. Gartner, *Large-signal circuit theory for negative resistance diodes, in particular tunnel diodes,* Proc. I.R.E., August 1961, p. 1268.

CAPTIONS

Figure 1.—i-v characteristic of a tunnel diode.

Figure 2.—Conditions for a tunnel diode and a normal P-N junction before and after contact.

Figure 3.—P-N junction of a tunnel diode under different bias conditions.

Figure 4.—Equivalent circuit of the tunnel diode when operating in the negative conductance region.

Figure 5.—Circuit diagram of the tunnel diode transmitter.

E— 1.5 volts, d-c. source (dry cell),
R_1 & R_2..bias adjustment resistors, 130-n and 30 ohms respectively,
r.f.c.—1 microhenry radio frequency choke to isolate the d-c. source from the r.f. section,
C_b—1000 uuf blocking condenser to prevent d-c. from being shorted by the tank circuit.
L_0—0.125 microhenry tank circuit coil,
C_0—tank circuit capacitor, adjusted so that the resonance frequency is about 75 m-c.
v_m—midulating voltage.

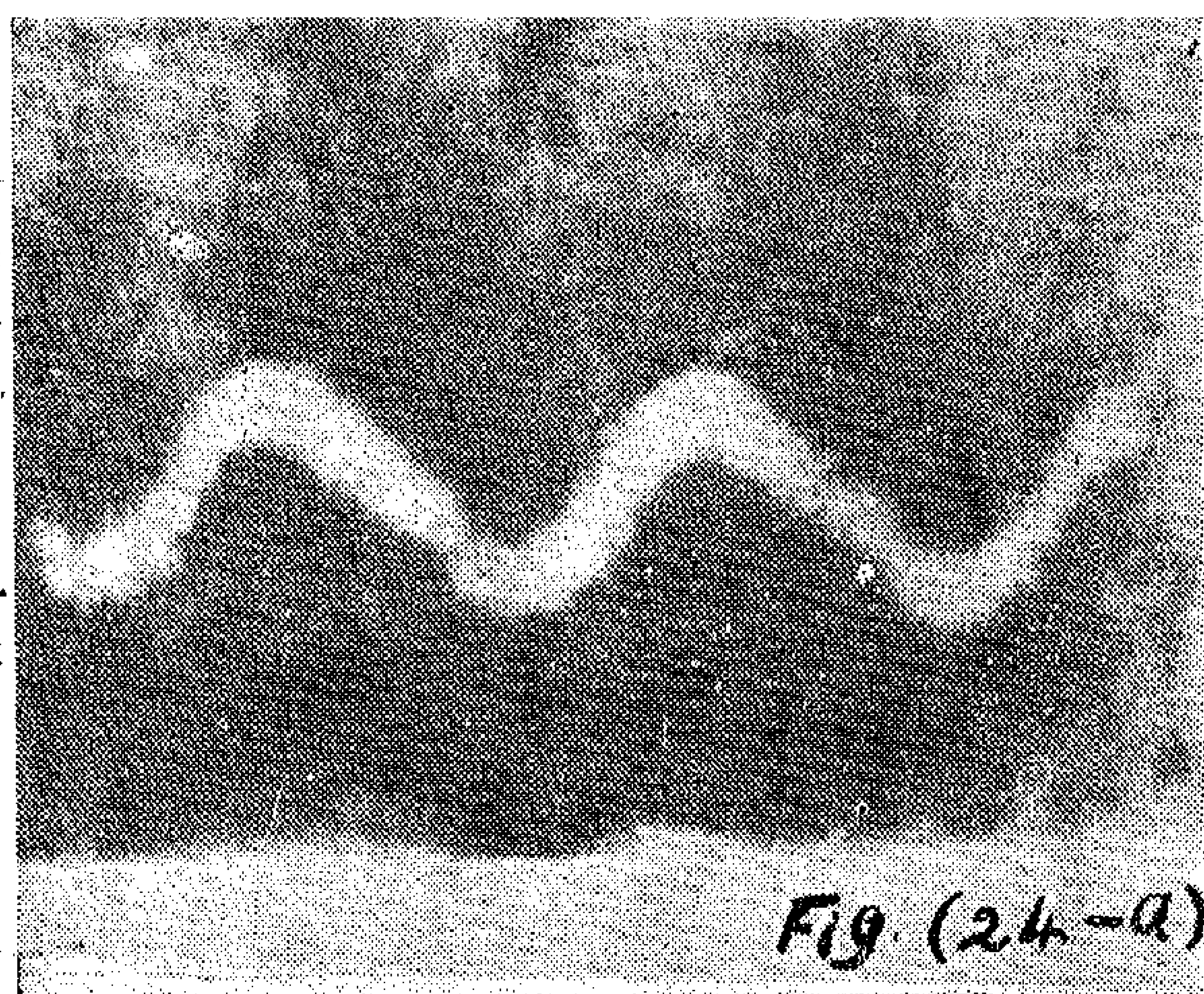
Figure 6.—Equivalent circuit of the tunnel diode transmitter.

Figure 7.—Representation of the i-v characteristic of the tunnel diode at the operating point O_1

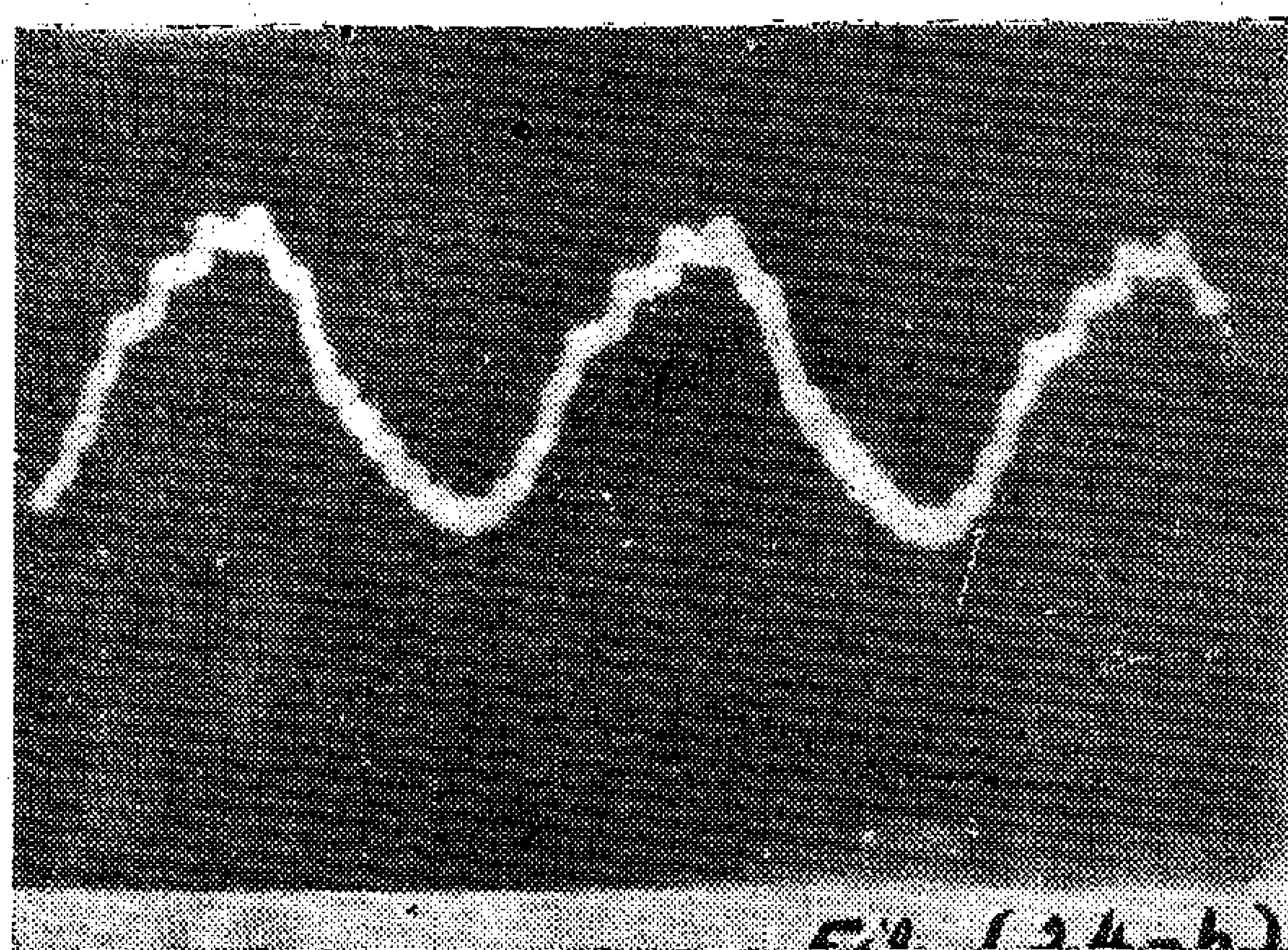
Figure 8..:Representation of $f_1(t)$ and $f_2(t)$ and their values $f_1(t_1)$ and f_2 (t_1) at the small time interval $\triangle t$.

Figure 9.—Measured i-v characteristic of the tunnel diode used in experiment.

The sensitivity of the receiver is such that a radio frequency signal as small as 10 micro-volts, applied from the S.G. to the coupling loop, is sufficient to give a reseanable audio output for a-m and f-m reception. However, there is a considerable inherent noise in the system. This noise is highly reduced at higher received signals, 100 microvolts for example, see Figures 24-a and b.



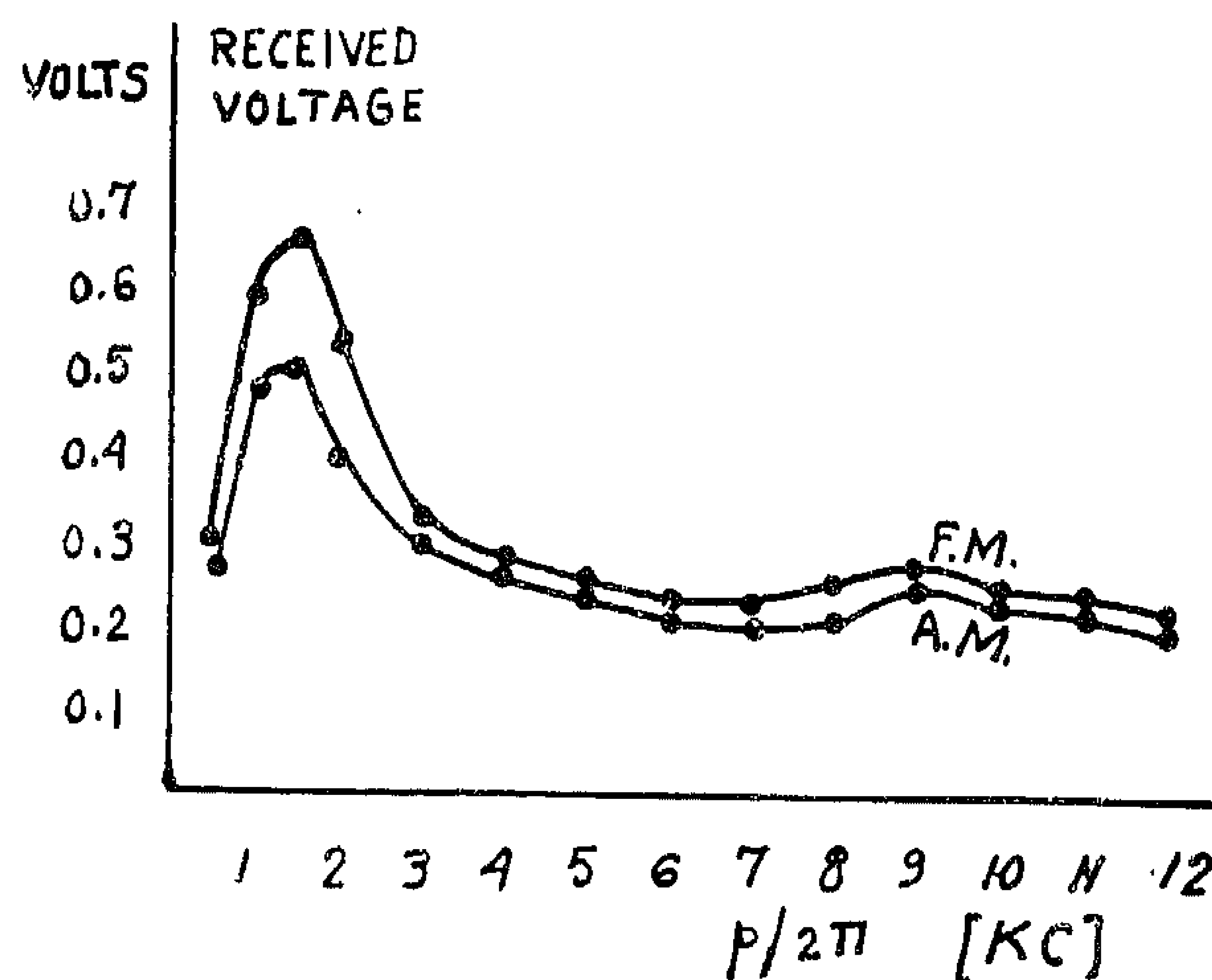
(Fig. 24 a)



(Fig. 24 b)

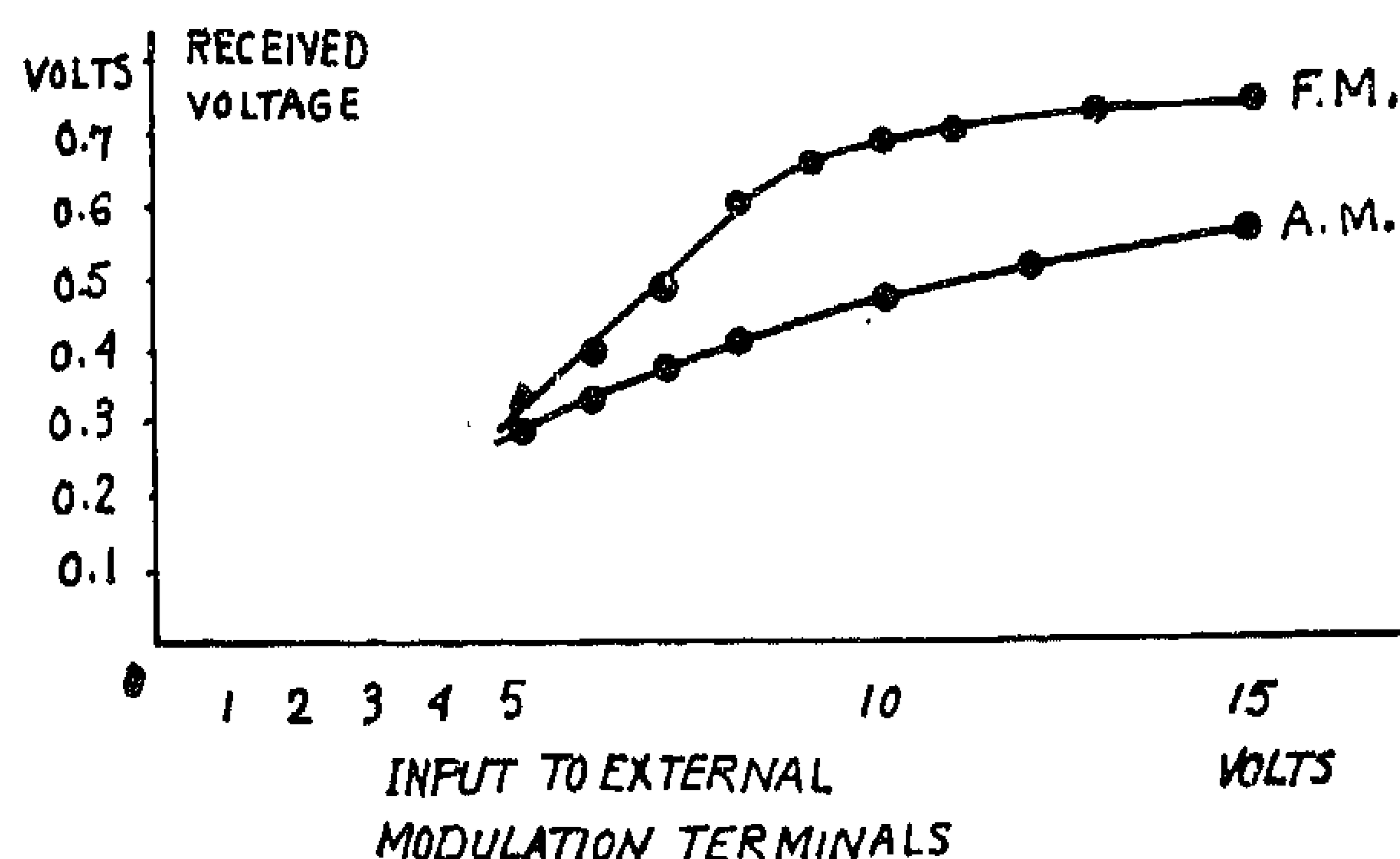
The audio frequency output voltage is taken from point A of the tunnel diode receiver, see Figure 22, and then amplified in a two-stage transistorised amplifier, the output of the latter is plotted in Figure 25 against the modulation frequency $p/2\pi$.

Figure 26 shows the audio-frequency output voltage from the transistorised audio amplifier against the amplitude of the modulation voltage (index of modulation). It is clear from this figure that there is a reasonable



(Fig. 25)

linea-modulation). It is clear from this figure that there is a reasonable linearity in a wide range of modulation index, whether the modulation is f-m or a-m.



(Fig. 26)

that under optimum sensitivity condition, the oscillations are completely suppressed when the applied radio frequency signal is removed.

3. *Self Quenched Condition:*

Under certain adjustments of the radio frequency choke coil and of the blocking condenser and for a certain range of the operating bias, self quenched superregenerative oscillations take place.

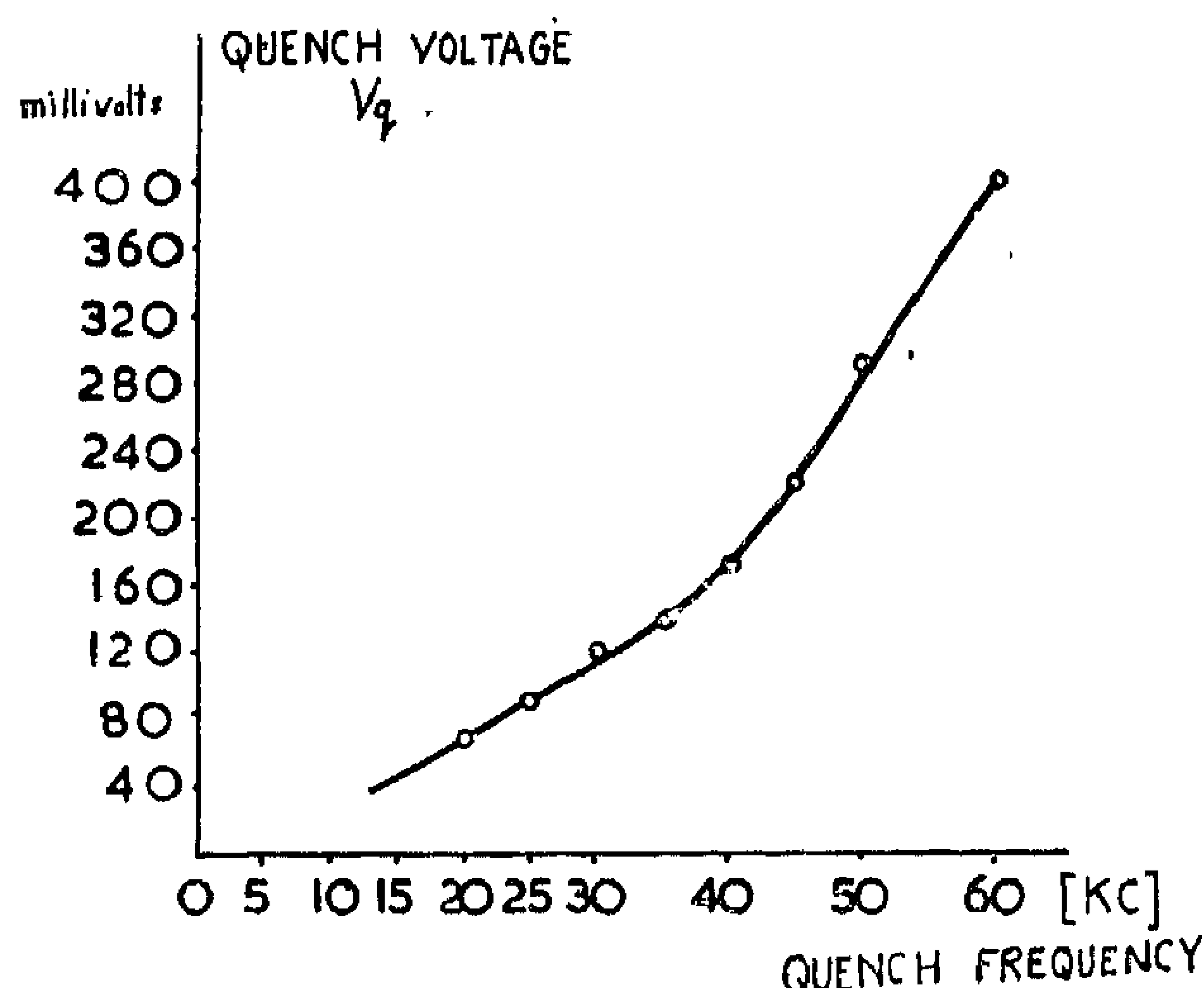
Mechanism of Operation.

The above experimental observations are explained as follows. Since the system is adjusted so that it just oscillates under the presence of the signal, therefore, any variation in the amplitude of the carrier (a_m), or in the frequency of the carrier (f-m), will suppress the oscillation. This is the reason why some of the radio frequency pulses are suppressed during the application of the modulation voltage and that the number of suppressed radio frequency pulses varies as the amplitude of the modulation voltage varies. This applies whether the modulation is a-m or f-m. The observed detection is a form of conversion in which the carrier frequency of the opplied radio frequency signal is equal to the frequency of oscillation. Superregenerative oscillations are synchronised with the the carrier of the applied radio frequency signal. This detection is, therefore, synchronous conversion. The conversion itself is, of course, caused by the nonlinearity of the tunnel diode choracteristic.

Experimental Results.

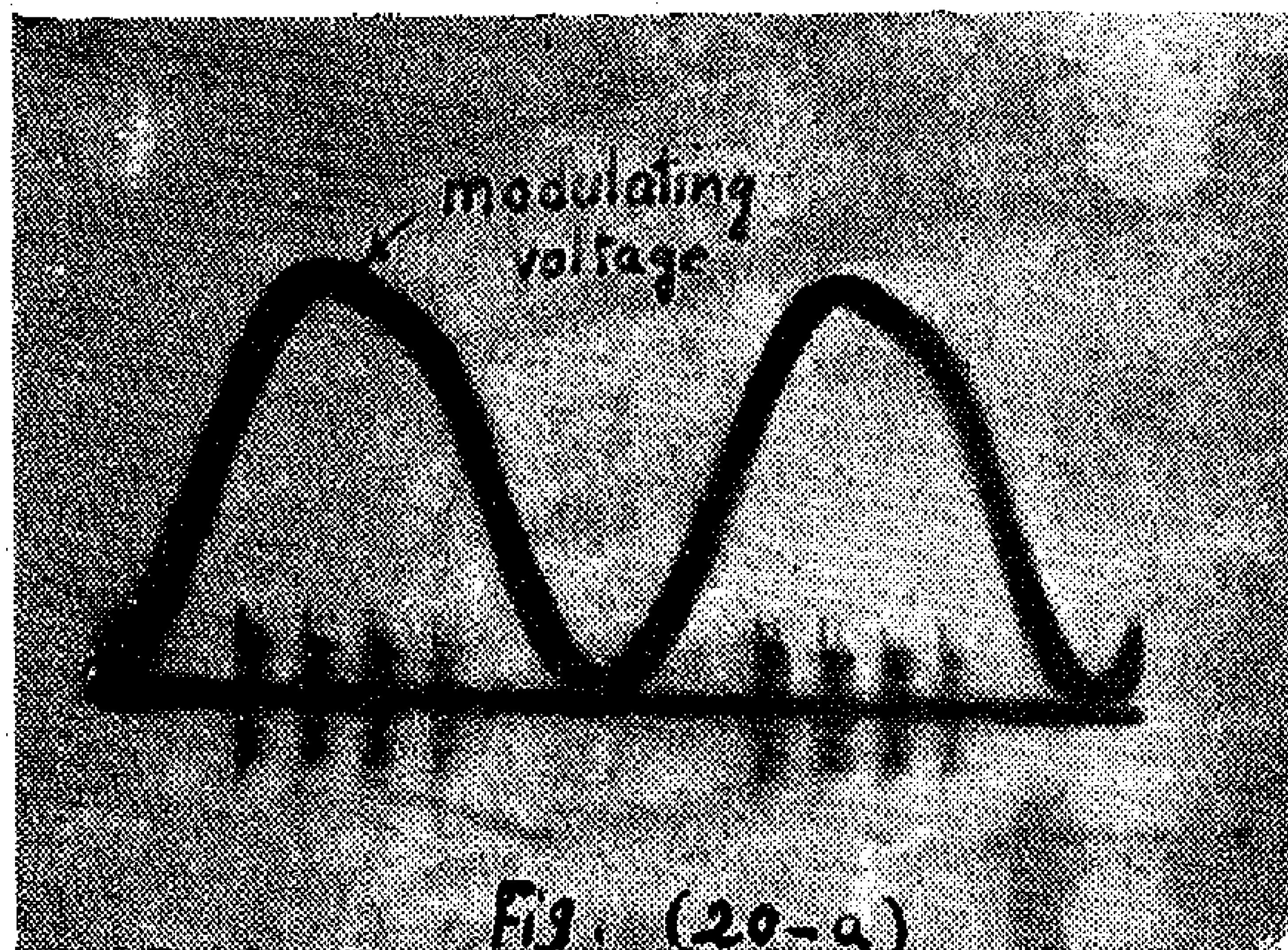
The object of this test is to investigate experimentally the operating characteristics of the tunnel diode receiver circuit. The main parameters of interest are the operating bias, the amplitude and frequency of the quench voltage, the order of magnitude of the received radio frequency signal, and the waveform of the output audio signal. The test equipment consists of the receiver circuit under test operating at about 3 mc using a tunnel diode type IN 2940 G.E.C., a beat frequency oscillator, type TF 195 M/s Marconi, a beat frequency oscillator type, T 195 M A.C.R.O. Model 1035 MK III, Cessor Instruments, two sensitive valve voltmeters, type TF 1100, Marconi Instruments, and an F.M./A.M. signal generator, type TF 995 A/2M, Marconi. Figure 22 shows the arrangement of the test equipment. The B.F.O. (No. 1) provides the required external quench voltage of any desired amplitude and frequency which is superimposed on the d-c source. Thel radio frequency signal is obtained from the F.M./A.M. signal generator which is externally modulated by the B.F.O. (NO2). The output audio frequency voltage is directly taken from point A, see Figure 22.

The highest sensitivity is obtained when the operating bias voltage is about 60 m.V. see Figure 9. For a higher or lower bias voltage, a different quench voltage is required and a low level audio signal is produced. The frequency of the quench voltage is set at 20 kc/sec. or higher in order not to be audible when produced with the received audio signal. The optimum value of the quench voltage is found to be around 3 milli-volts across the diode. This optimum value has to be increased if the frequency of the quench voltage is increased, see Figure 23.

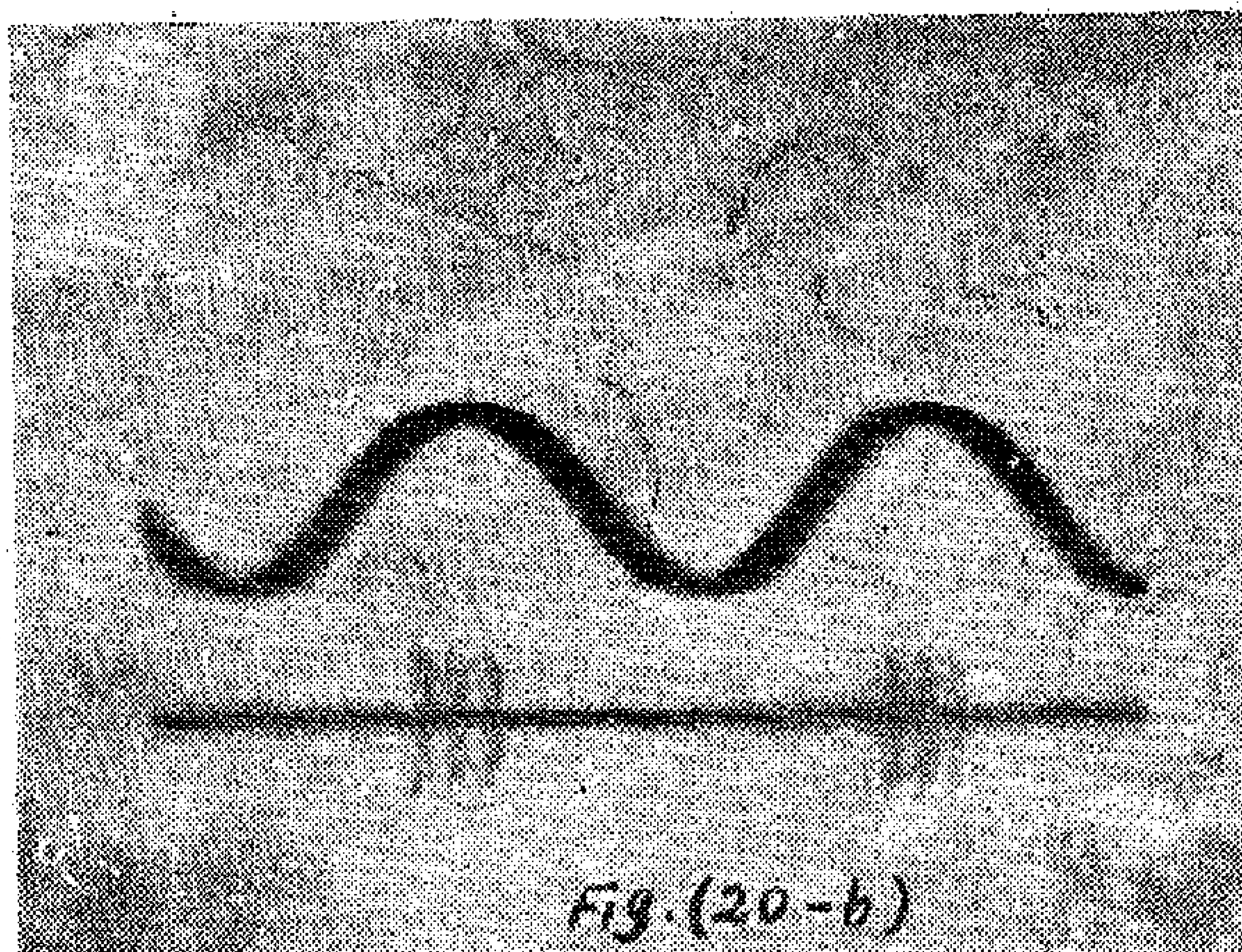


(Fig. 23)

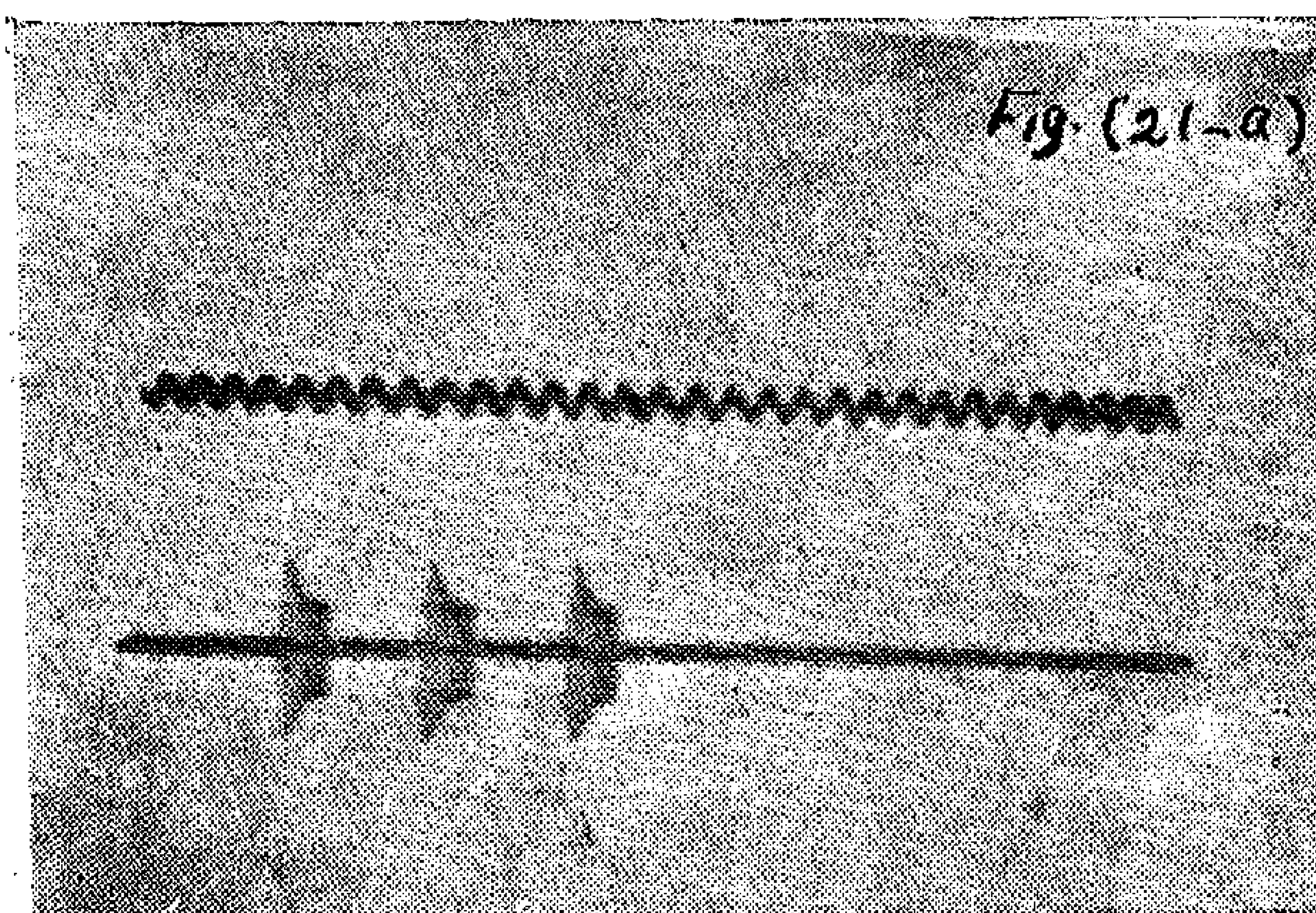
tions. When the modulation voltage is present and an optimum bias is applied together with an optimum amplitude and frequency of



(Fig. 20 a)

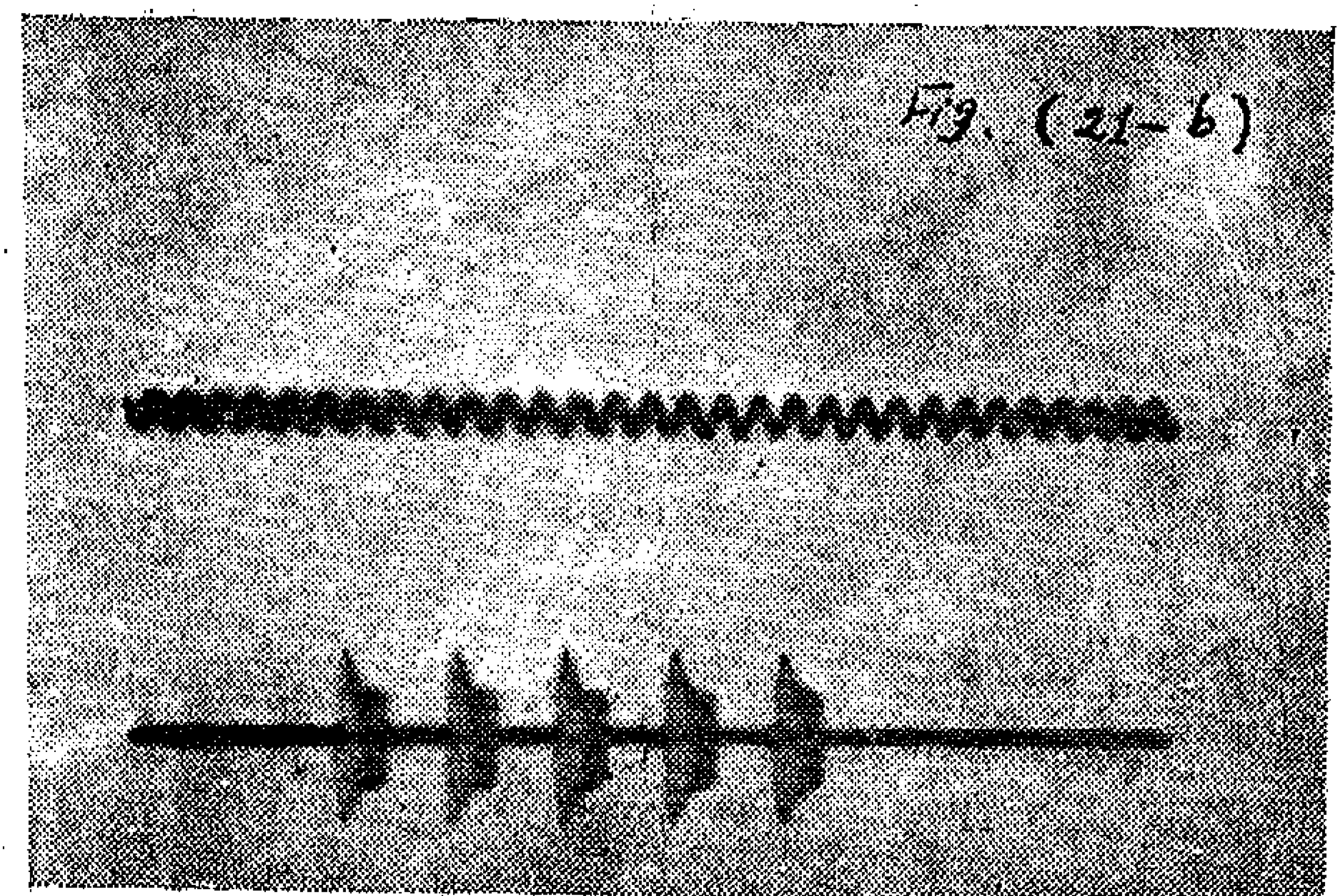


(Fig. 20 a)



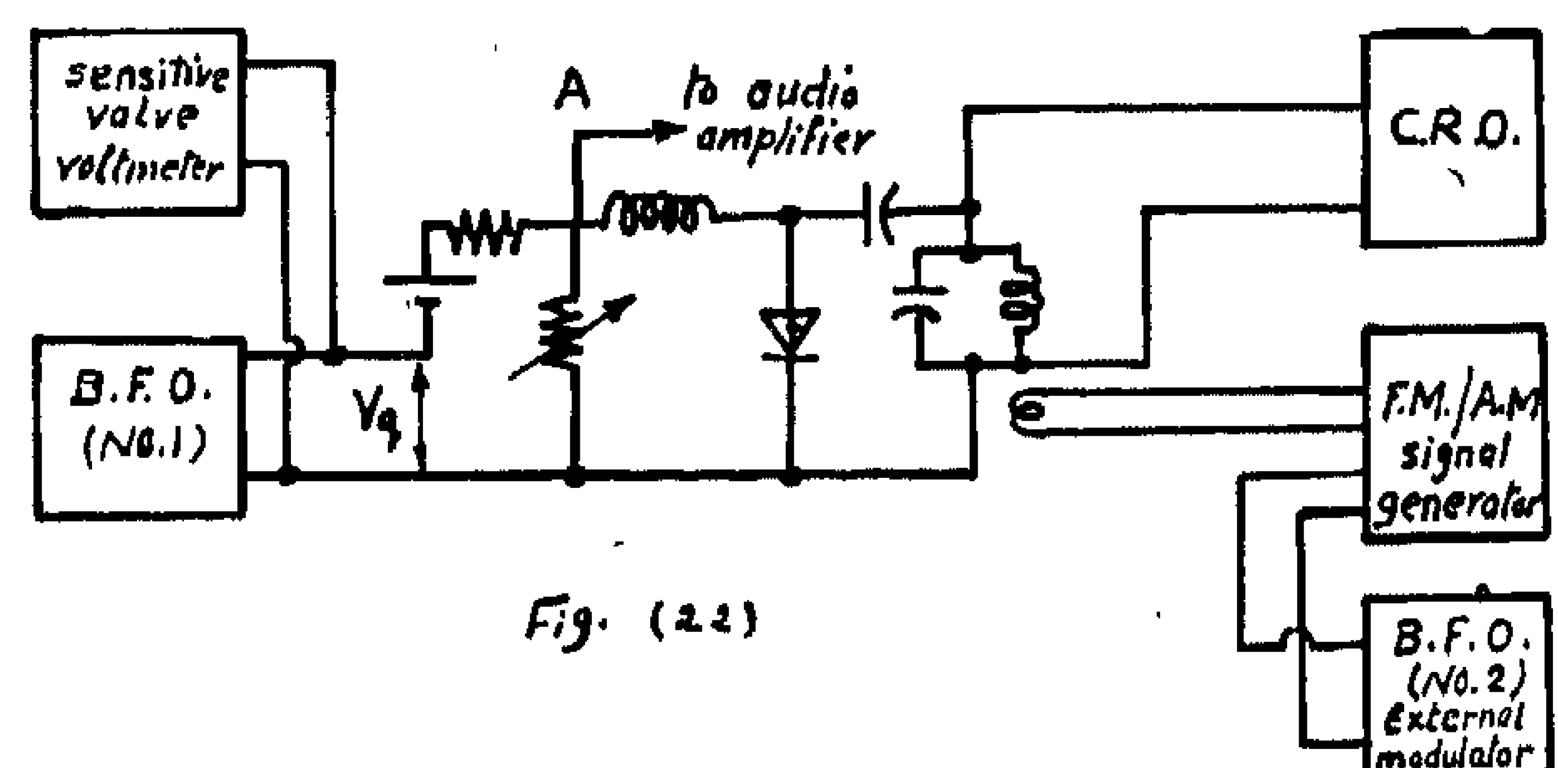
(Fig. 21 a)

quench voltage, some of the radio frequency pulses are suppressed with a frequency equal to the modulation voltage frequency, see Figure 20-a. As the amplitude of the modulation voltage vories, the number of suppressed radio frequency pulses varies, see Figure 20-b. This applies whether the applied radio frequency signal is amplitude-modulated or frequency-modulated. If the quench voltage amplitude is varied, the number of suppressed radio frequency pulses under a certain modulation voltage is also varied, see Figure



(Fig. 21 b)

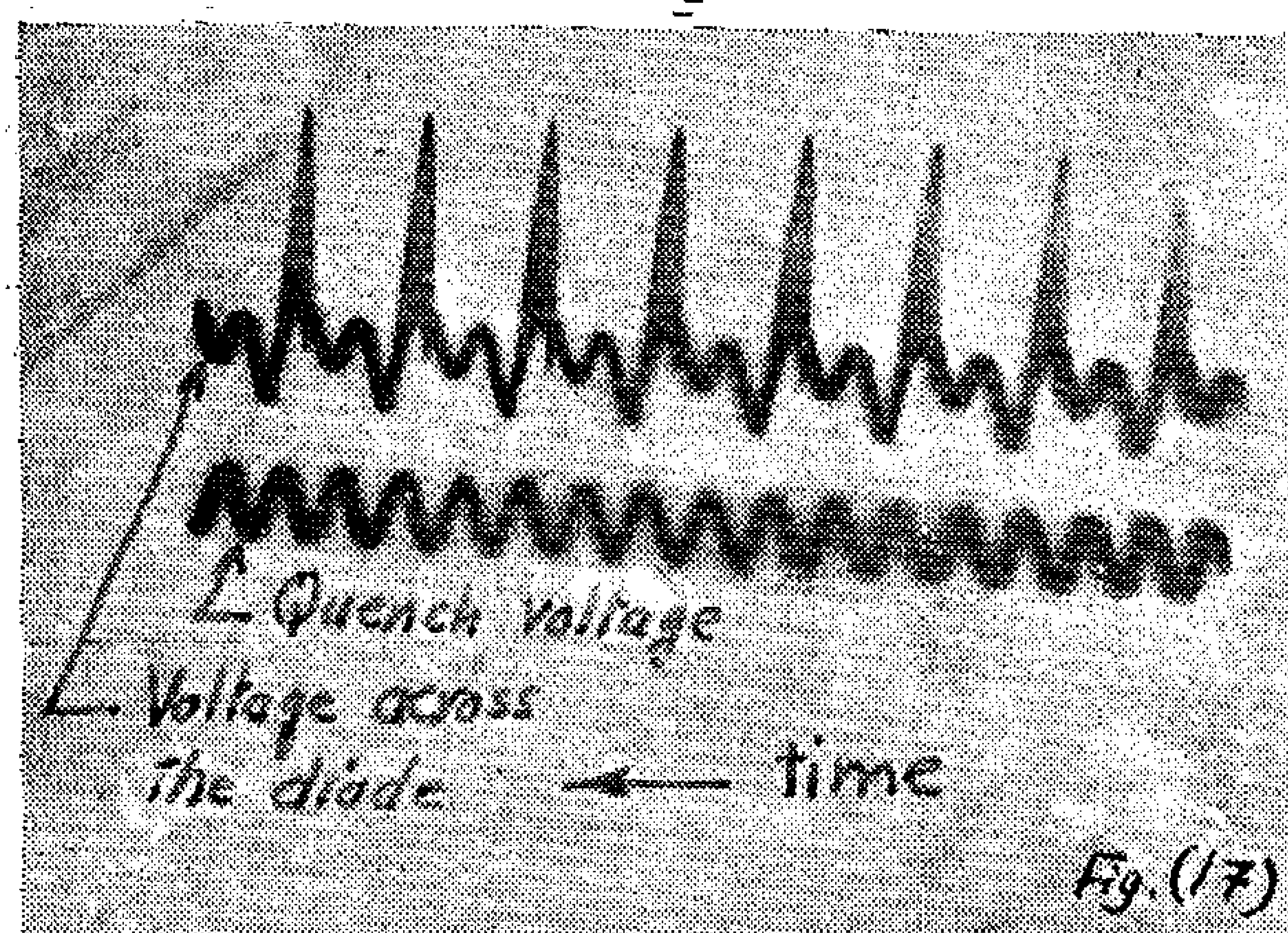
21. The modulated radio frequency voltage is detected in the tunnel diode itself and the output audio frequency voltage is taken from point A, see Figure 22. It should be noted



(Fig. 22)

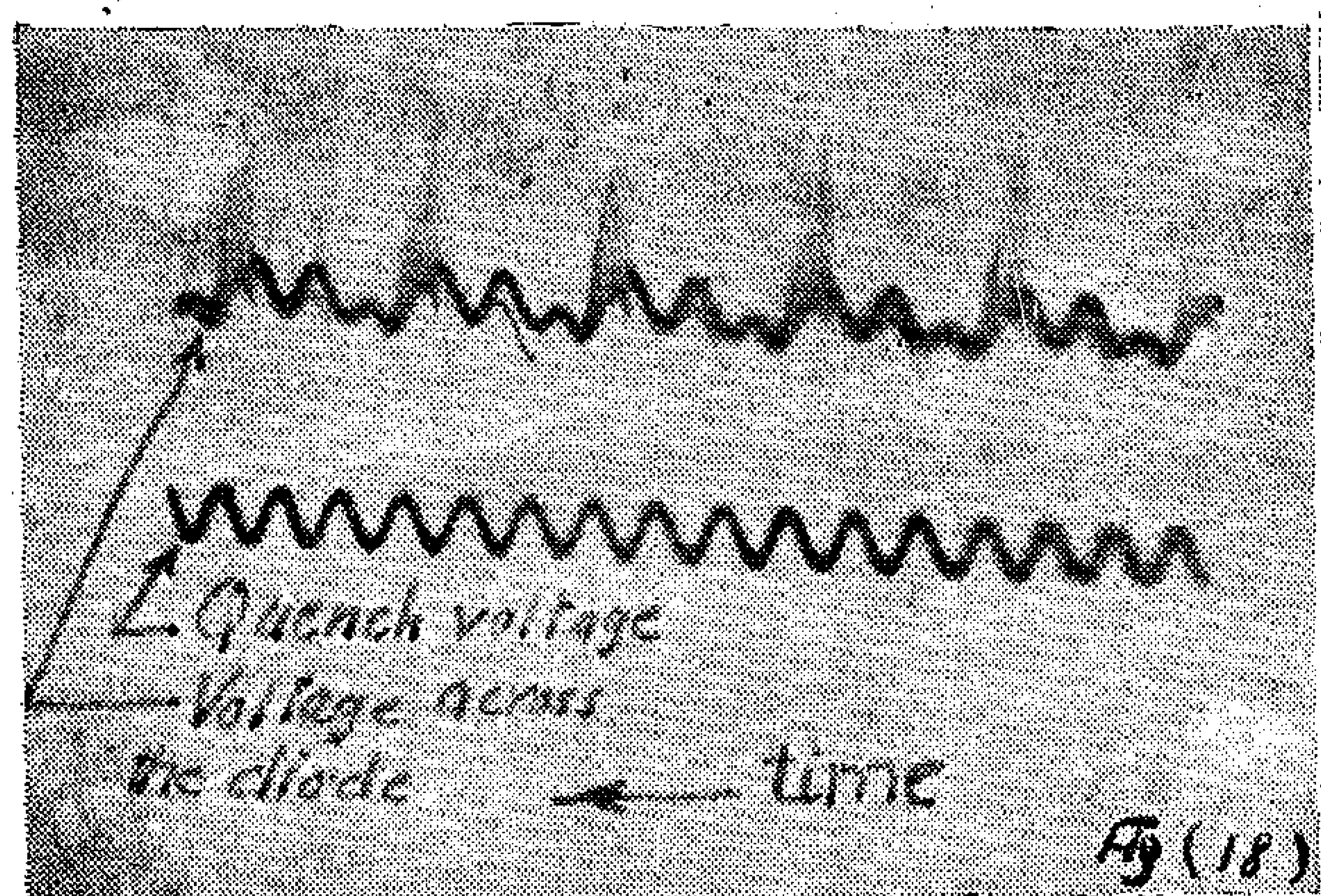
here that the stated condition of operation under the optimum adjustment of bias voltage amplitude and frequency, the sensitivity of the tunnel diode as a superregenerative receiver is high. It is also worth noting here

quench frequency, see Figure 16. As the quench frequency increases (20 kc) while the quench voltage is constant, the frequency of the pulses is half the quench frequency, see Figure 17. As the quench frequency is



(Fig. 17)

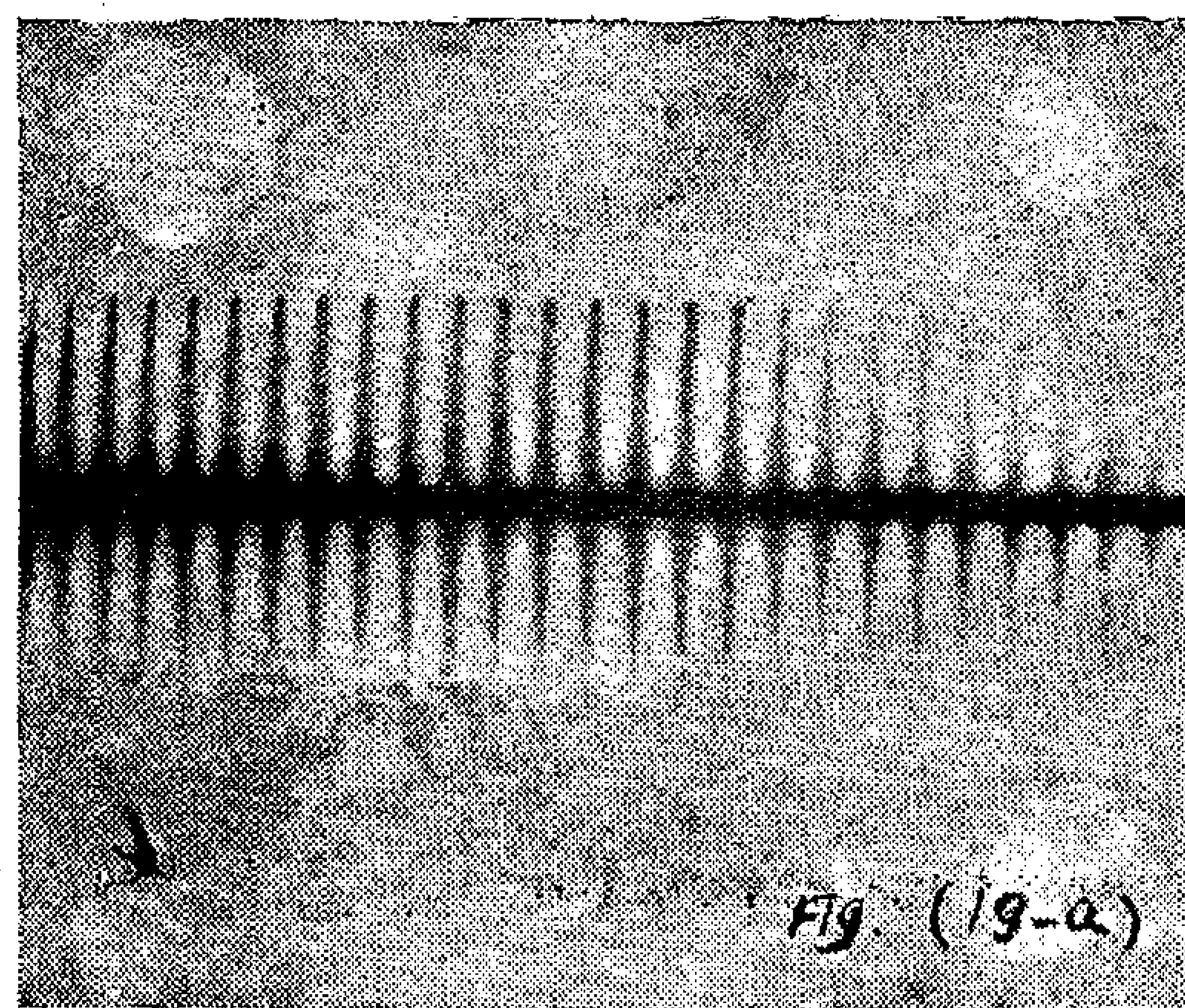
further increased, the pulses of radio frequency oscillations take place at one third of the quench frequency, see Figure 18.



(Fig. 18)

On the other hand, if the quench voltage is increased while the quench frequency is kept constant, the frequency of the pulses of radio frequency oscillations increases. At a quench voltage of 240 milli volts and a quench frequency of 30 kc/s the frequency of the radio frequency pulses is 10 kc/s if the amplitude of the quench voltage is increased to 600 milli volts, the frequency of the radio frequency pulses is 30 kc/s.

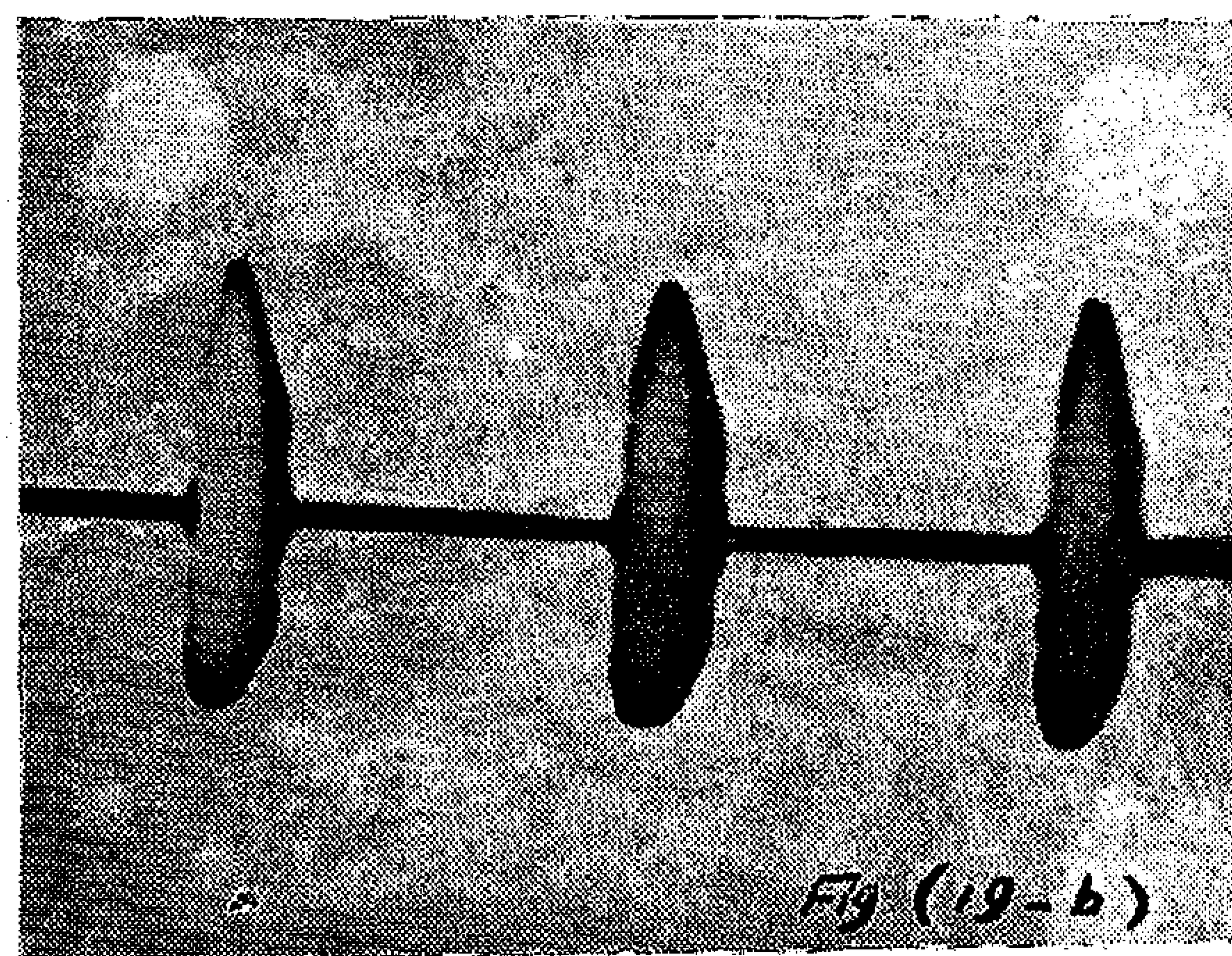
The waveforms across to diode show that the quench voltage increases exponentially till a point is reached, which favours oscillation, then the oscillations start building up, see Figs. 17 and 18. One or two or more cycles of the quench voltage may be elapsed before the point favouring oscillation is attained. The output voltages across the tank circuit are shown in Figure 19.



(Fig. 19 a)

2. *Operation under modulated Signal Conditios :*

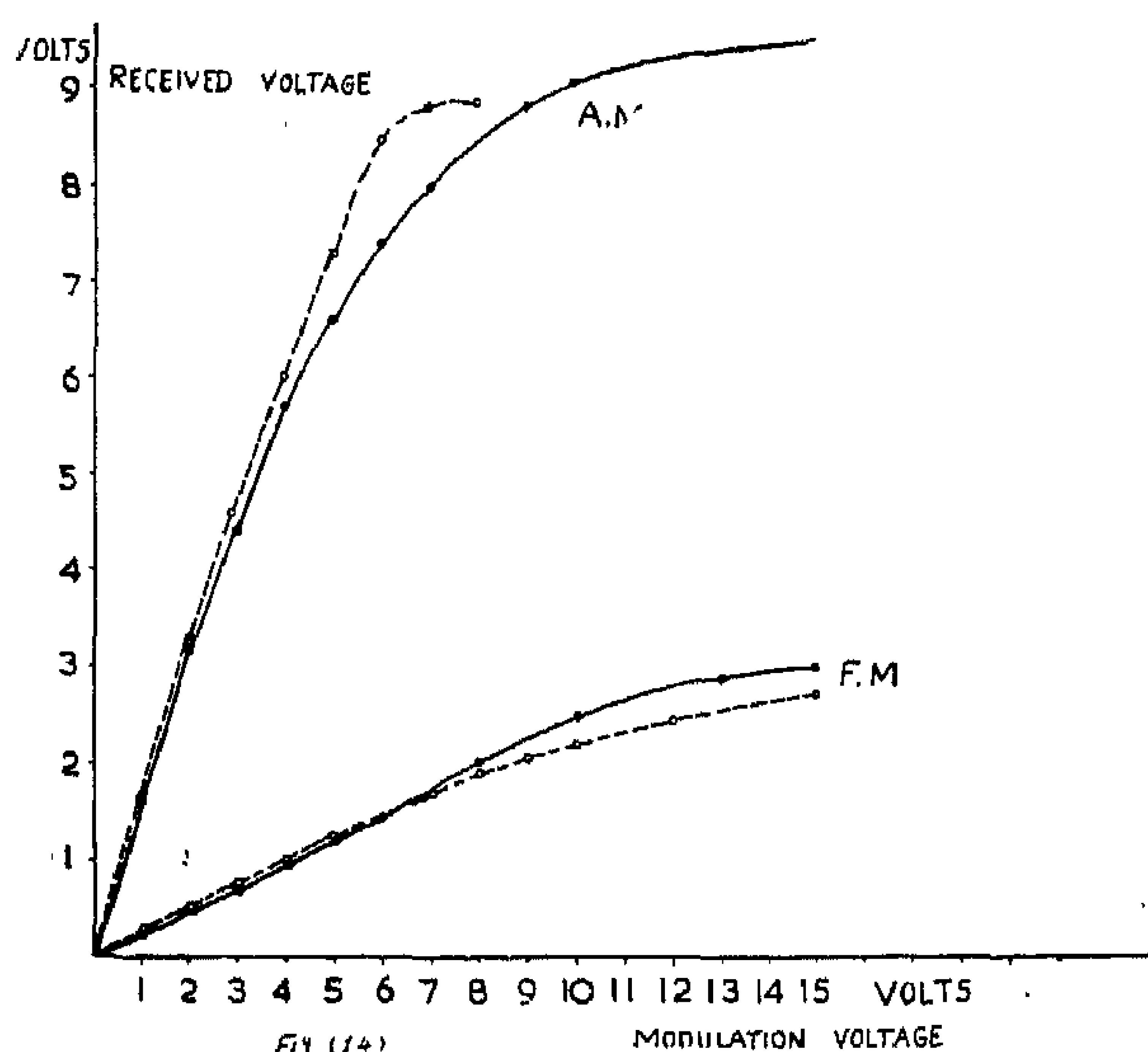
The behaviour of the tunnel diode as a superregenerative detector was observed to differ from the normal superregenerative detectors using electron tuges. High sensitivity is observed under the following condi-



(Fig. 19 b)

age and higher modulation frequencies. Noise, however, increases in both cases. In f-m operation, noise is less than that of a-m operation.

Figure 13 shows the audio frequency output voltage from the field strength meter against the modulation frequency $p/2\pi$. For the sake of comparison, a radio frequency modulated signal from the A.M./F.M. signal generator is separately applied to the field strength meter and the output audio frequency voltage is also plotted in the same Figure. It is clear that there is a reasonable agreement between the curves using the signal generator as a transmitter and the curves of the tunnel diode as a transmitter, indicating that this tunnel diode transmitter is a practical one.

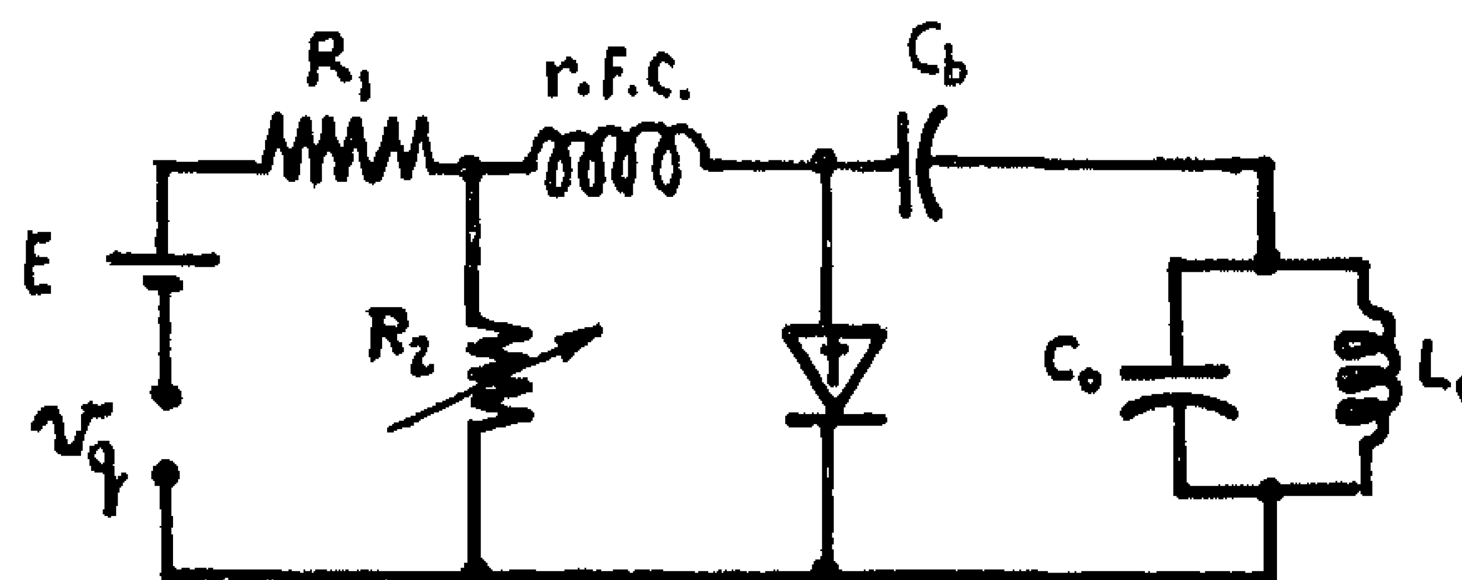


(Fig. 14)

Figure 14 shows the audio frequency output voltage from the field strength meter against the modulating voltage V_m at a constant tant modulation frequency $P/2\pi$ of 1000 c/s. It is clear that there is a good linearity for a useful range of V_m. Again these curves are compared with the curves using the A.M./F.M. signal generator and satisfactory agreement is indicated.

The Tunnel Diode When used in a-m and f-m. Reception

The circuit used, shown in Figure 15, is basically an oscillator in which the oscillations are made intermittent by shifting the operating point periodically on the i-v characteristic of the tunnel diode from the bias



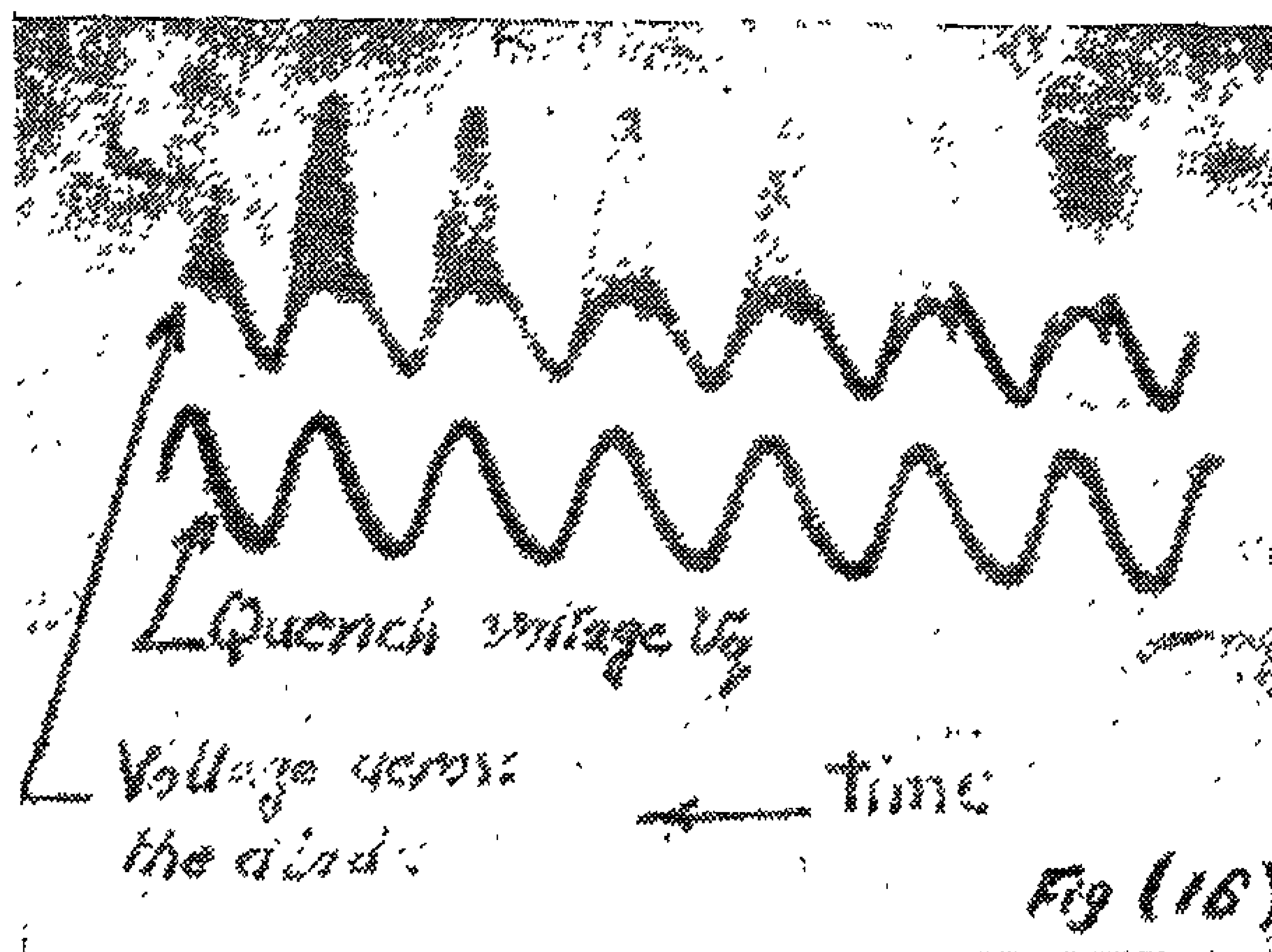
point. This can be effected by superimposing on the d-c source a quench voltage v_2 which maf not necessarily be sinusoidal. If properly biased, the circuit possesses a considerable sensitivity for the reception of both amplitude and frequency—modulated signals. The circuit itself is capable of performing detection and giving an audio frequency output.

Experimental Observation

The tunnel diode is used in a superregeneration condition. Two cases will be treated. The first is the free condition case, that is no signal being applied, while the second case is when a modulated signal is applied.

1. *Free state, no signal being applied:*

In this case, the system operates in pulses of radio frequency oscillations. At low quench frequencies (10 Kc), the frequency of the radio frequency pulses is equal to the



(Fig. 16)

tunnel diode transmitter circuit. The main property of interest is the frequency response of the system to modulating voltages of different amplitudes and frequencies. The test equipment consists of the transmitter circuit under test operating at a frequency of 75 mc and using a tunnel diode IN 2940 GEC, a V.H.F. field-strength-meter, type BN 15012, Rhode & Schwarz, two sensitive valve voltmeters, type TF 1100, Marconi Instruments, a C.R.O., model 1035 MKIII, Cossor Instruments, a beat frequency oscillator, type TF 195 M/S, Marconi instruments, and an F.M./A.M. signal generator, type TF 995 A/2 M, Marconi.

The arrangement is shown in Figures 10 and 5. The moduloting voltage is applied in

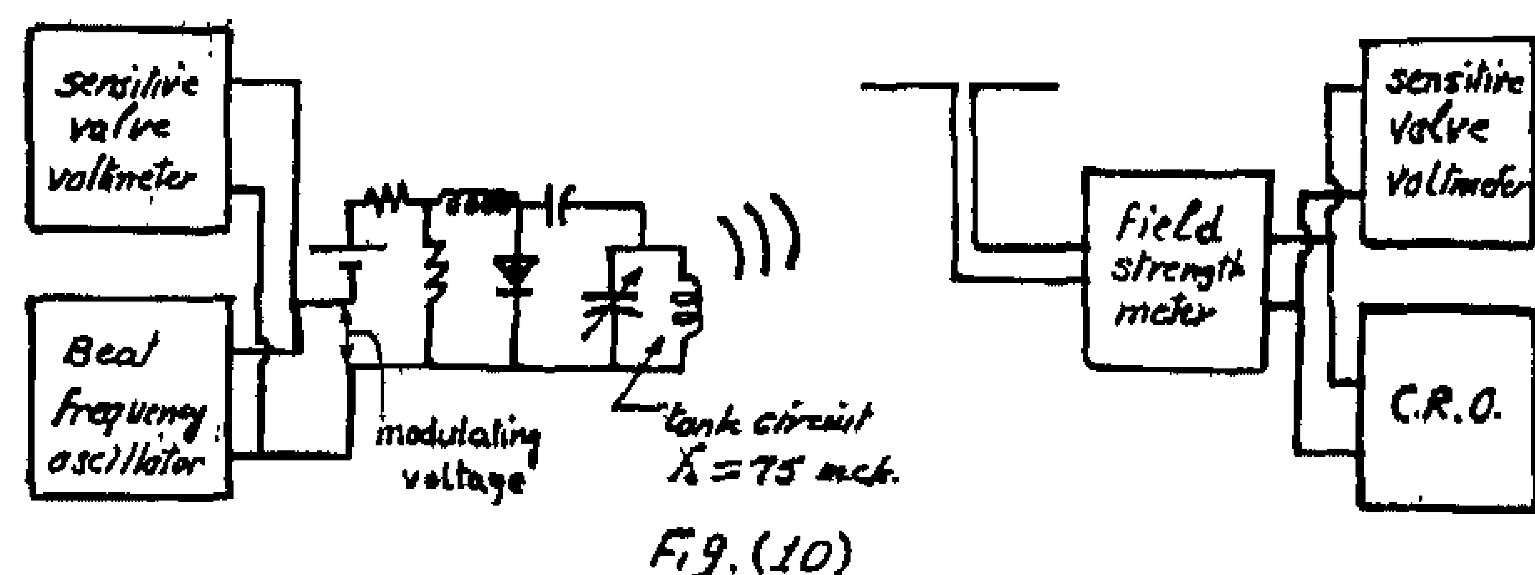
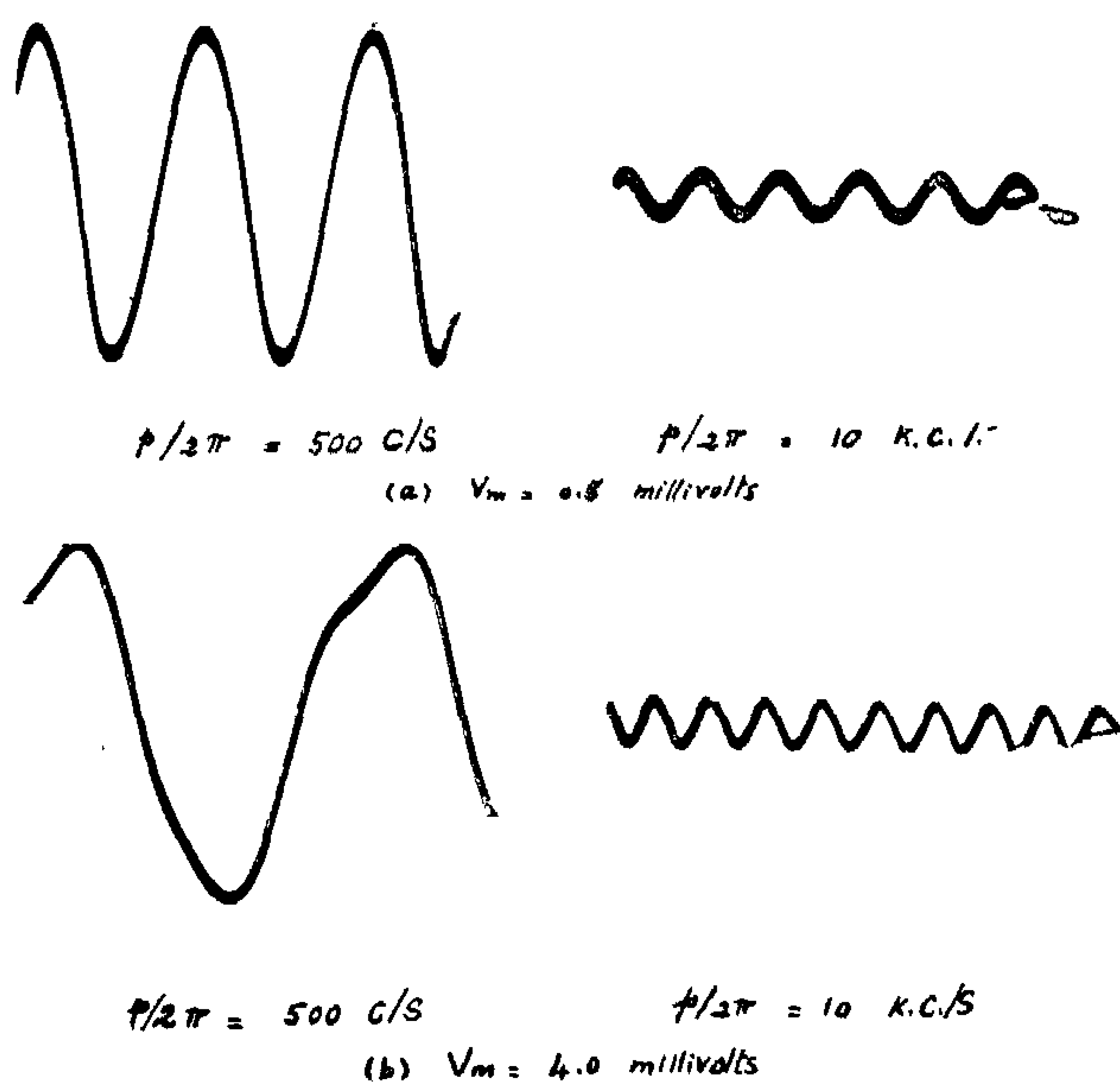


Fig.(10)

series with the d-c source from the beat frequency oscillator (B.F.O.), the latter will not disturb the oscillation since it is practically of zero d-c resistance. The field strength meter, which is placed near the transmitter, comprises the receiving system.

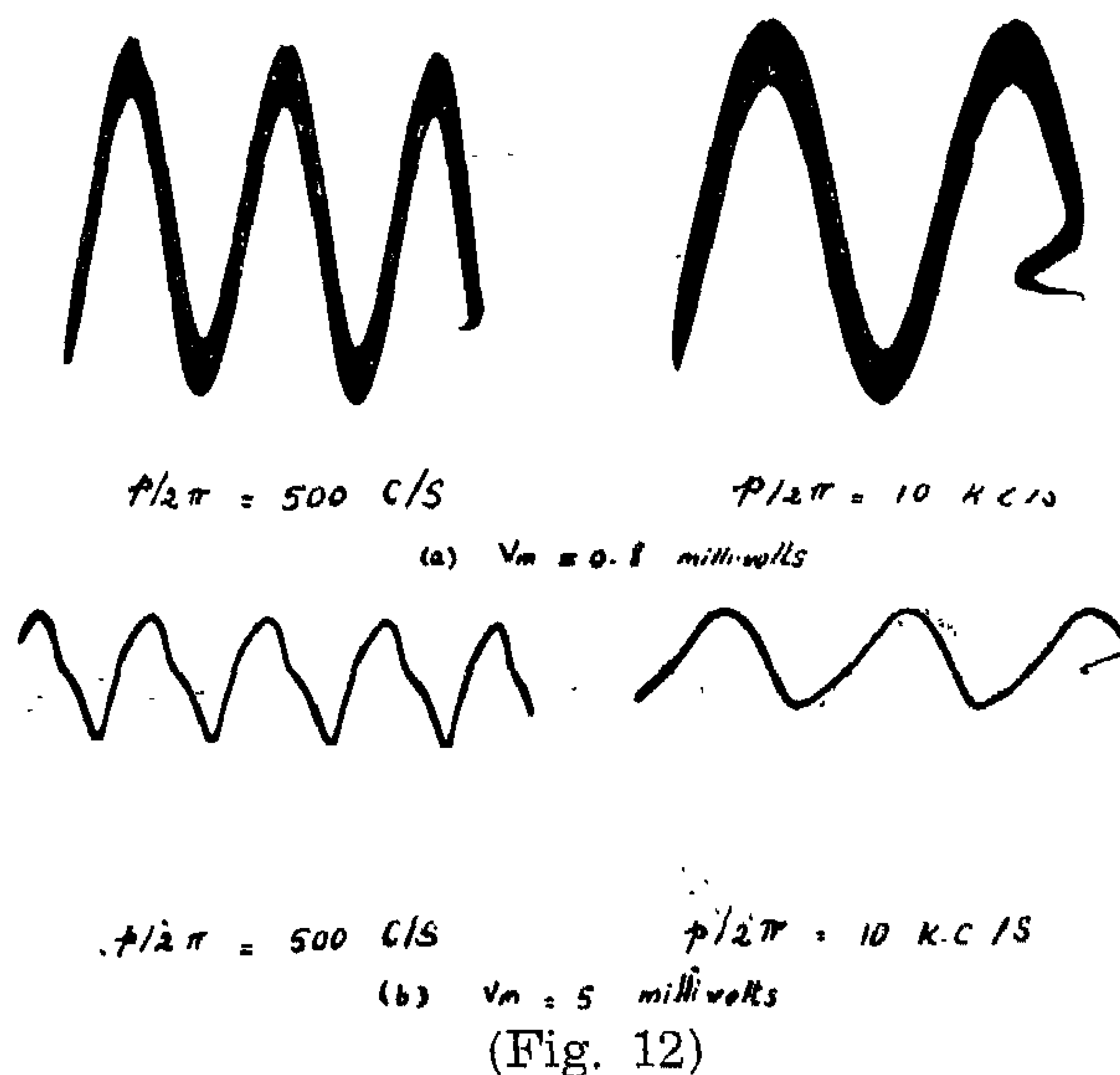


(Fig. 11)

Applying a constant modulating voltage V_m from the B.F.O., the modulation frequency varied from 500 cycles/sec. to 20 Kilocycles/sec., for two cases, namely, small and large amplitudes of modulating voltage. In each of the two cases the waveforms as well as the relative variations in the received audio signals are observed.

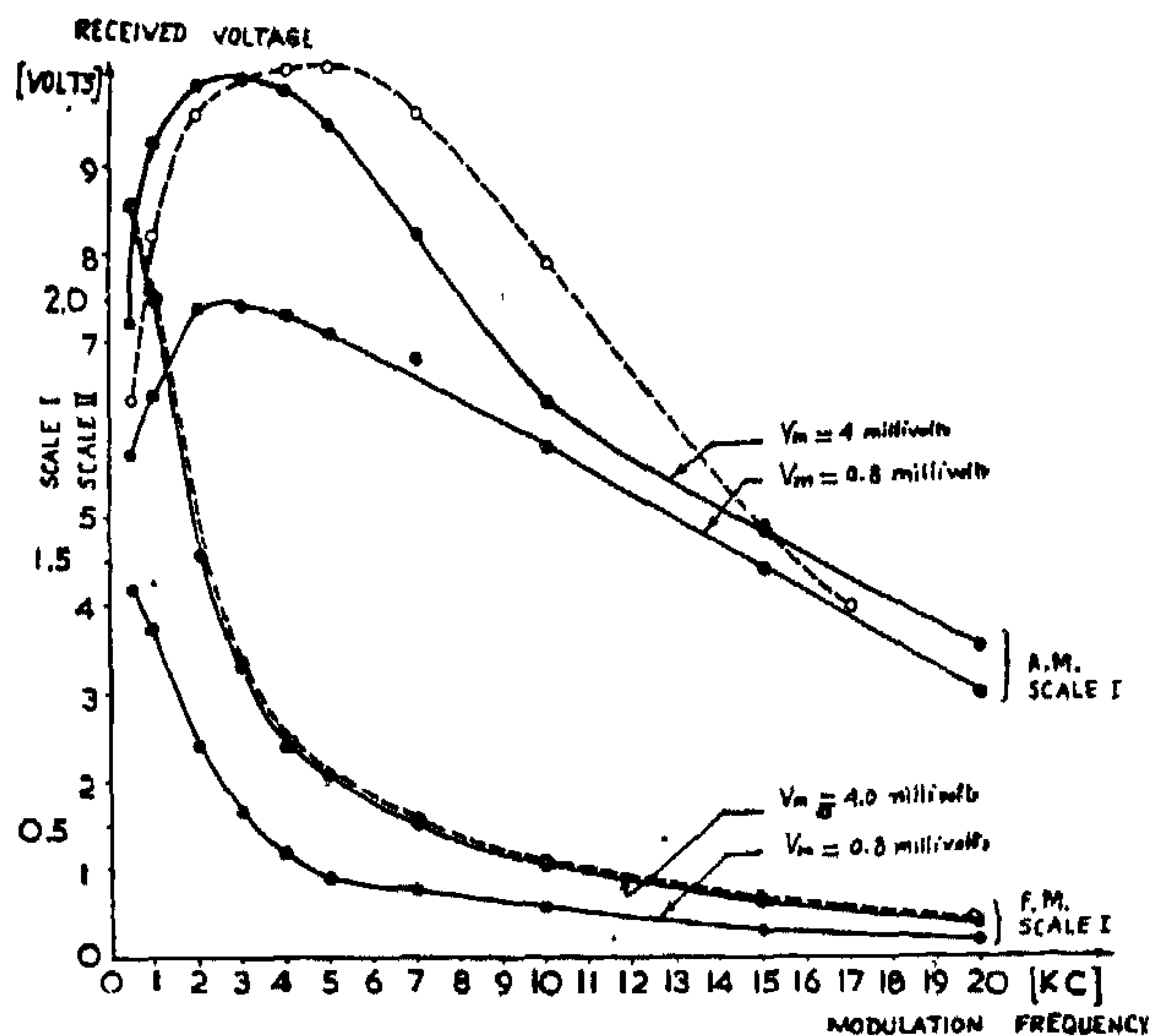
The results are shown in Figures 11, 12, 13 and 14.

Figures 11 and 12 show the received waveforms with f-m and a-m operations, respectively.



(Fig. 12)

vely. It is clear that distortion decreases with smaller amplitudes of modulating volt-



(Fig 13)

will be reduced at the high audio frequencies. This is demonstrated experimentally, see Fig. 11 and 12. Therefore, the system is suitable as o frequency modulated transmitter.

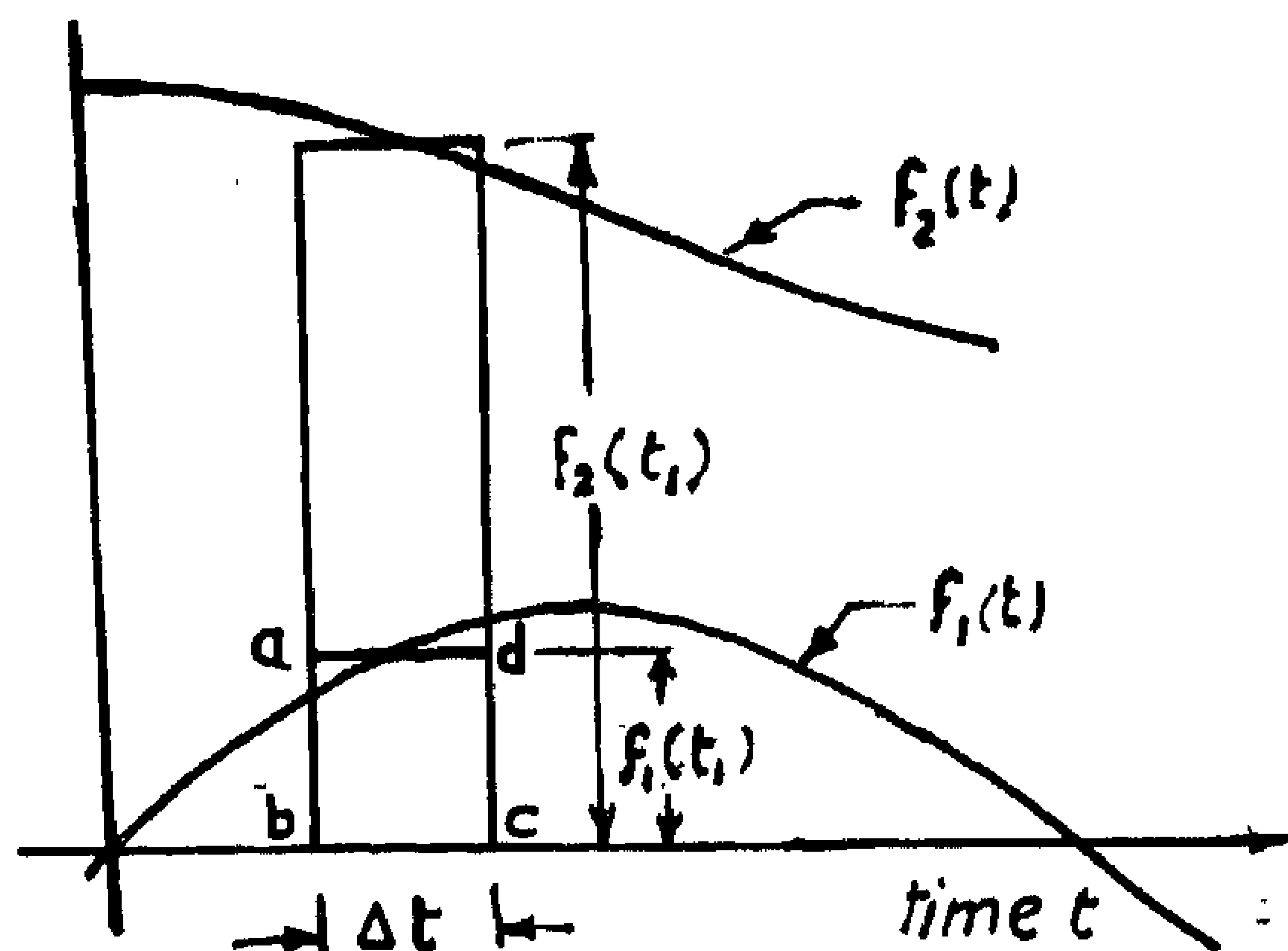


Fig.(8)

Although (a_2V_m/pC) is not much less than unity, yet it is practically less than unity and the following approximation is satisfactory, namely,

$$\varepsilon^{(a_2V_m/pC)\cos pt} \simeq 1 + (a_2V_m/pC \cos pt + (1/2\,!)\,(a_2V_m/pC)^2 \times \cos^2 pt$$

$$= 1 + (a_2V_m/pC)\cos pt + (1/4)(a_2V_m/pC)^2 \cos 2pt \qquad (13)$$

The system is, therefore, also suitable as an a-m transmitter.

Numerical Calculation.

The measured i-v characteristic of the tunnel diode used in the transmitter circuit is given in Figure 9. For a reasonable range of operation around a fixed bias of about 250 millivolts, the equation of the current through the diode is satisfactorily given by.

$$i = -2.66 \times 10^{-2}\,v + 0.025 \times 10^{-6}\,v^2$$

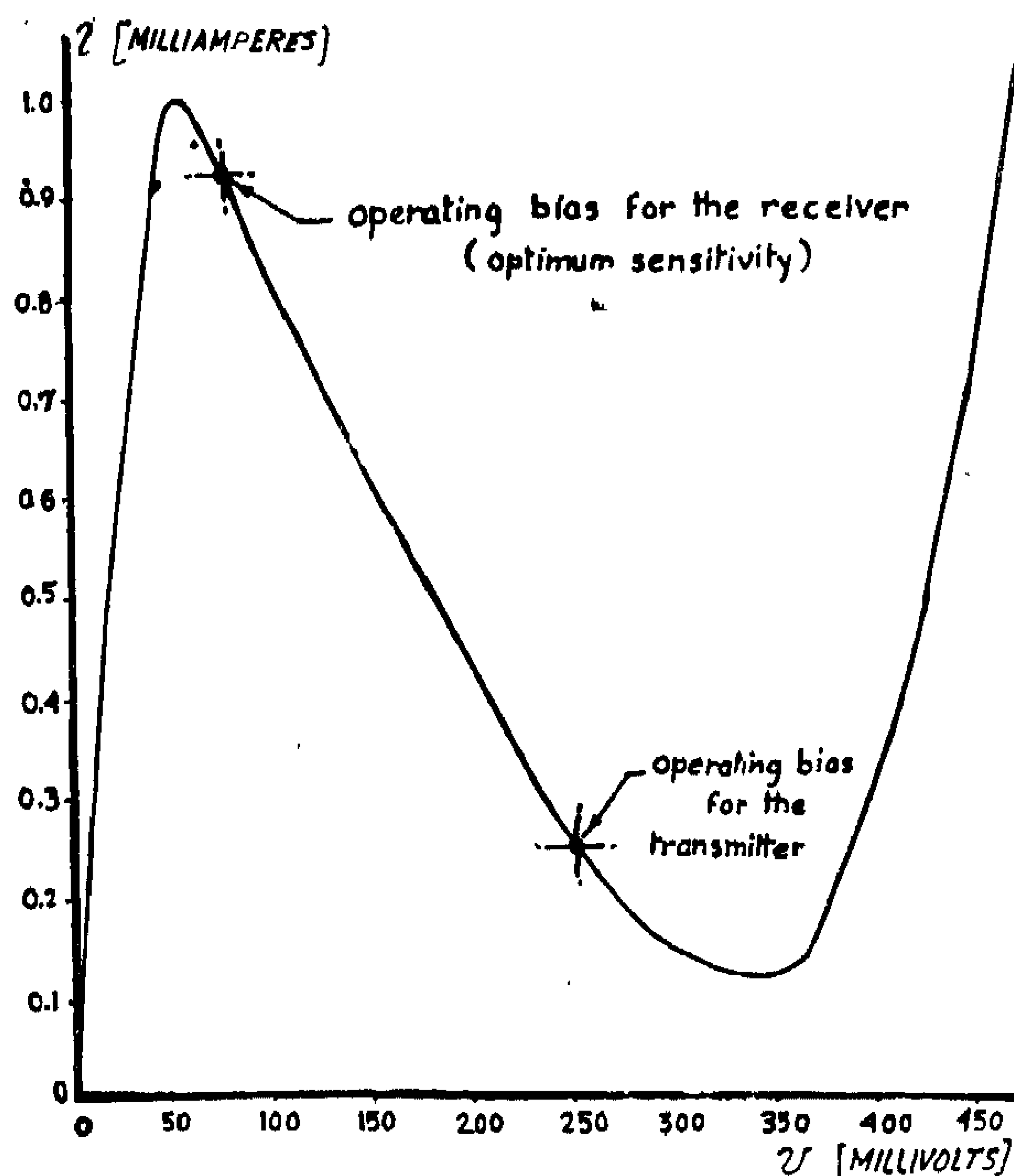
where i is in milliamperes and v in millivolts.

The transmitted signal is given by equations 9, 11 and 13. It is clear from these equations that the audio-frequency output voltage is as follows :

a) *Frequency Modulation*

Audio frequency output voltage is $[(a_2p/w^2_oC)\,V_m\cos pt + (a_2/2w_oC)^2V^2_m\cos 2pt]$

Percentage second harmonic distortion is equal to $(a_2V_m/4pC) \times 100$.



(Fig. 9)

b) *Amplitude Modulation*

Audio frequency output voltage is $[a_2/pC)V_m \cos pt + (a_2/2pC)^2V^2_m \cos 2pt]$

Percentage second harmonic distortion is equal to $(a_2V_m/4pC) \times 100$.

To this degree of approximation, the percentage distortions in both the frequency and amplitude modulations are the same and equal to $(a_2V_m/4pC) \times 100$.

In the present case, $a_2 = 0.025 \times 10^{-6}$, C = 36 uuf and for a modulating voltage of frequency $P/2\pi = 1000$ c/s and amplitude 4.0 millivolts peak, the distortion percent = 10 %.

Experimental Results.

The purpose of this test is to demonstrate experimentally the main properties of the

where A is a constant depending on initial conditions. It is clear from equation 7 that oscillations are sustained if $a_1 = -G$, giving satisfactorily the condition of oscillation under small amplitudes.

Similarly, under modulation condition, when oscillation just starts, the nonlinear term $2 a_2 v\ dv/dt$ in equation 5 can be neglected, but the periodic terms cannot be neglected, sinve V_m is a control voltage of large and constant value, giving.

$$d^2v/dt^2 + [(2a_2/C)V_m \text{ sinpt}]\ dv/dt + [w^2_o + (2a_2p/C)V_m \text{ cospt}]\ v = 0 \quad (8)$$

Since the modulation frequency $p/2\pi$ is very small compared with the oscillation frequency $w_o/2\pi$, then the coefficients of both v and dv/dt could be considered constant during a small time interval $\triangle t$ containing several cycles of oscillation, see Figure 8. For this small time interval, solution of equation 8 is,

$$v = A\ \varepsilon^{-f_1(t)} \sin f_2(t)$$

Where $f_1(t) = (1/2C)(2a_2 V_m \text{ sinpt}_1)\ t$ and

$$f_1(t) = [\sqrt{w^2_o + (2a_2p/C) V_m \text{ cospt}_1 - [(a_2/C) V_m \text{ sinpt}_1]^2}\ ]\ t$$

Since $f_1(t)$ = area abcd, and since the actual area is $\int (1/2C)(2a_2V_m \text{ sinpt})\ dt = F_1(t)$, therefore $f_1(t)$

should be replaced by $F_1(t)$. Similarly, $f_2(t)$ should be replaced by

$$\int \{ \sqrt{w^2_o + (2a_2p/C) V_m \text{ cospt}_1 [(a_2/C) V_m \text{ sinpt}]^2}\ ]\ dt = F_2(t)$$

Therefore, solution of equation 8 for any time t is satisfactorily given by,

$$v = A\varepsilon^{-F_1(t)} . \sin [F_2(t)] \quad (9)$$

where $F_1(t) = \int (1/2C)(2\ a_2V_m \text{ sinpt})\ dt = -(a2/pC)V_m \cos pt$, and

$$F_2(t) = \int w_o \{\sqrt{1 + (2a_2p/w^2_oC) V_m \cos pt - [(a_2/w_oC) V_m \text{sinpt}]^2}\}\ dt \quad (10)$$

In all practical cases $(2a_2p/w^2_oC)V_m$ is such less than unity while the distortion term $[(a_2/w_oC)V_m]^2$ is much less than the fundamental,

therefore, $F_2(t) \simeq$

$$\int w_o \{1 + (a_2p/w^2_oC)V_m \text{ cospt} - (1/2)[(a_2/w_oC)V_m \text{sinpt}]^2]\ dt$$

$$\simeq \int w_o [1 + (a_2p/w^2_oC)V_m \text{ cospt} + (a_2/2\ w_oC)^2 V^2_m \text{cos2pt}]\ dt \quad (11)$$

However, $(a_2/pC)\ V_m$ is generally not very small compared with unity, therefore, $[\varepsilon\ (a\text{-}2/pc)\ V_m \cos pt\ 2]$ has to be expanded using modified Bessel coefficients as follows:

$$\varepsilon^{(a_2/pC)\ V_m \text{cospt}} = I_o(a_2V_m/pC) + \sum_{n=1}^{\infty} I_n(a_2V_m/pC) \cos npt \quad (12)$$

where $I_n(a_2V_m/pC)$ is the modified Bessel coefficient of order n and argument (a_2V_m/pC), it is given by

$$I_n(a_2V_mpC) = \sum_{r=o}^{r=\infty} [(a_2V_m/2pC)^{n+2r}] / [x!\,(n+x)!]$$

$$= (a_2V_m/2pC)^n ([1/n! + (a_2V_m/2pC)^2/1!\,(n+1)! + (a_2V_m/2pC)^4/2!\,(n+2)! + \ldots]$$

and $1_n(a_2V_m/pC) = 1 + (a_2V_m/pC)^2/2^2 + (a_2V_m/pC)^4/2^2.4^2 + \ldots$

It is clear that "v" is modulated both in amplitude and frequency. The degree of amplitude modulation is much larger than the degree of frequency modulation this is supported experimentally. It is also clear from equation 11 that the frequency modulation possesses a distortion term which is practically small and allowable. Again, the index of frequency modulation is proportional to the modulation frequency $p/2\pi$ and there is no need, therefore, for pre-emphasis. This pre-emphasis is present only for the fundamental and there is no pre-emphasis in the second harmonic. Since de-emphasis is applied in reception, therefore, the harmonic distortion

circuit used is shown in Figure 5, and the equivalent circuit is given in Figure 6. According to Kirchhoff's first law, $\Sigma i = o$ at point P, therefore,

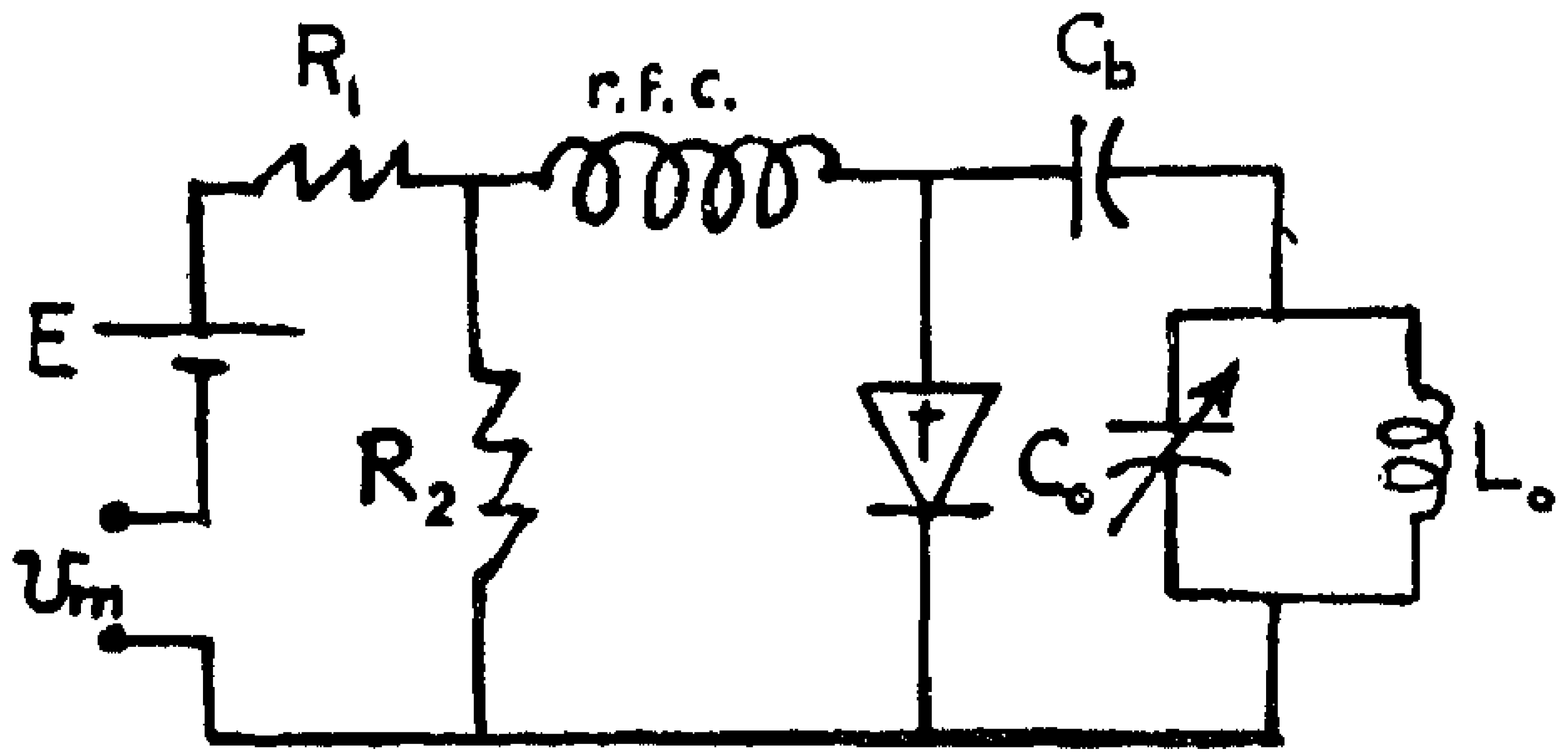


Fig. (5)

$$i + C\, dv/dt + Gv + (1/L) \int v dt = 0,$$
differentiation gives
$$(1/C)\, di/dt + d^2v/dt^2 + (G/C)\, dv/dt + w^2_o v = 0 \quad (1)$$
where $w^2_o = 1/LC$

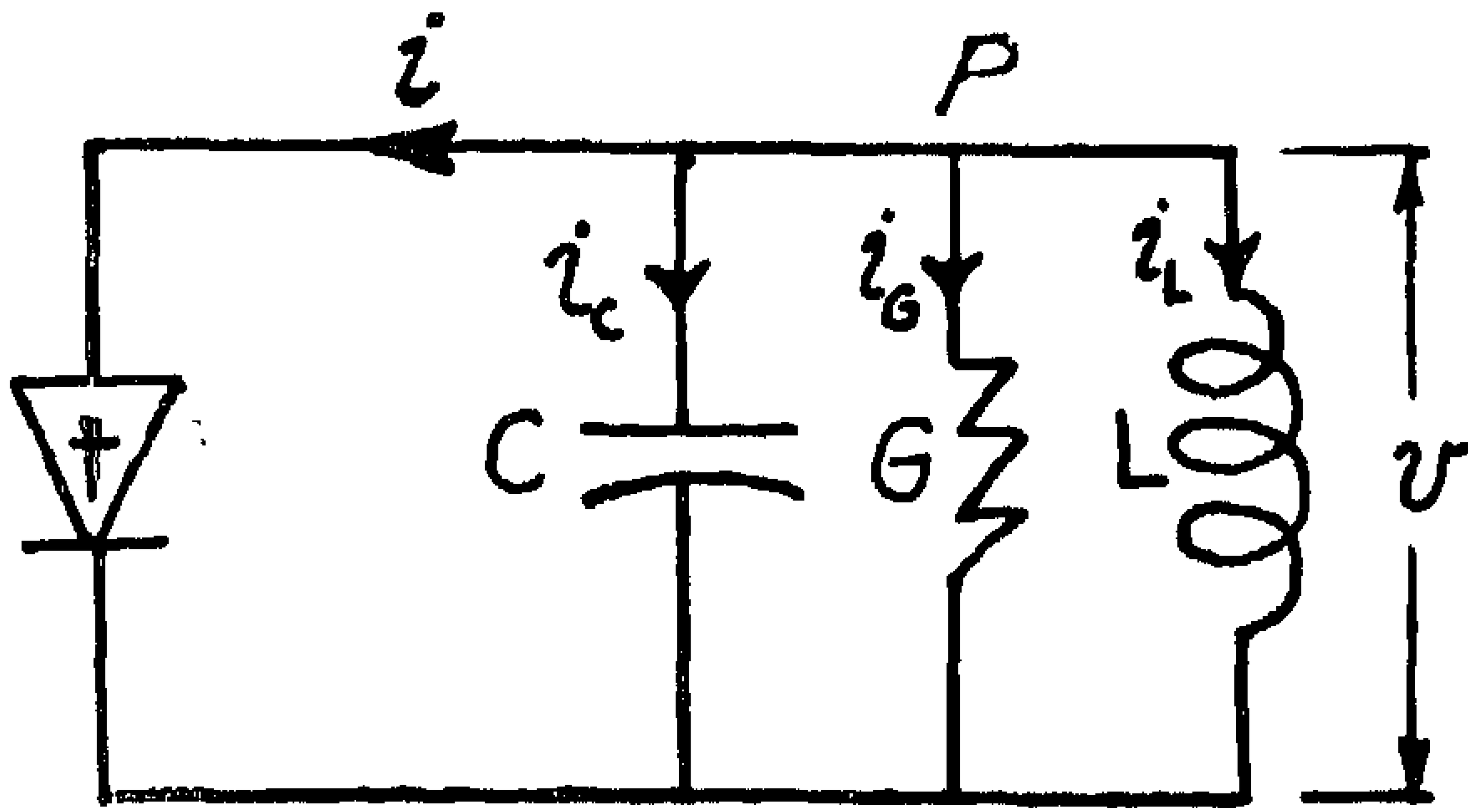


Fig. (6)

The current i is a function of the voltage across the diode.

The equation of the current-voltage characteristic referred to the i-v axes, see Figure 7, can be satisfactorily represented, in the limited range of operation, by o power series of only two terms. Thus,

$$i = a_1 v + a_2 v^2 \quad (2)$$

where a_1 and a_2 are constants to be determined from the actual characteristics of the tunnel diode used. The i and v axes correspond to a certain fixed bias voltage. If this bias voltage changes by a modulation voltage v_m, see Figure 7, and the operation is still subject to relation 2 then the current will be given by,

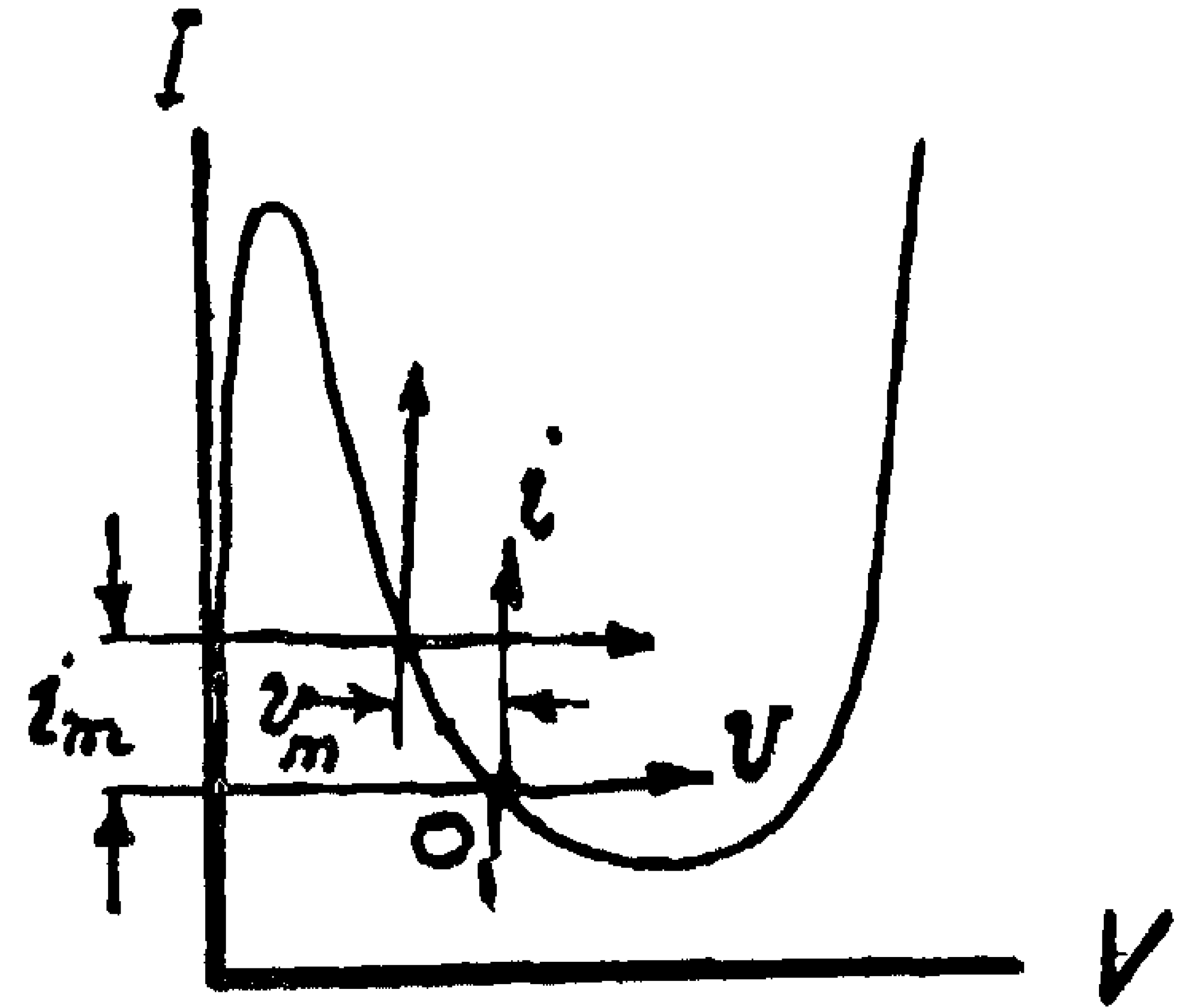


Fig. (7)

$$i + i_m = a_1 (v + v_m) + a_2 (v + v_m)^2 \quad (3)$$

where i_m is the shift in the bias current corresponding to v_m.

It is clear that
$$i_m = a_1 v_m + a_2 v^2_m$$

Let $v_m = V_m$ sinpt, substitution in equation 3 gives,

$$i = (s_1 + 2 a_2 v_m \text{sinpt})\, v + a_2 v^2,$$
differentiation gives,

$$di/dt\, [a_1 + 2a_2 (v + v_m \text{sinpt})]\, dv/dt + (2a_2 p\, V_m \text{conspt}) v \quad (4)$$

Substitution from equation 4 in equation 1 gives,

$$d^2 v/dt^2 + (1/C)(G + a_1 + 2 a_2 v + 2 a_2 V_m \text{sinpt})\, dv/dt + [w^2_o + (2 a_2 PVm/C) \text{cospt}]\, v = 0 \quad (5)$$

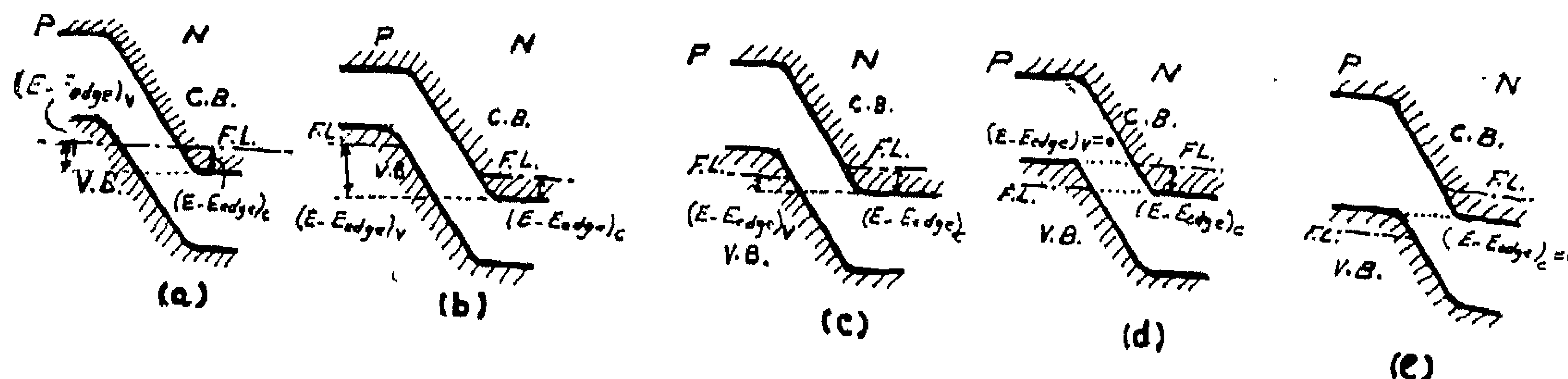
If there is no modulation, $V_m = 0$ and equation 5 reduces to

$$d^2v/dt^2 + (1/C)(G + a_1 + 2a_2 v)\, dv/dt + w^2_o v = 0 \quad (6)$$

When the system just starts oscillation, the nonlinear term $2 a_2 v\, dv/dt$ in equation 5 can be negleted, giving,

$$v = A\, \varepsilon^{-[(a_1+G)/2C]\, t} \sin w_o t \quad (7)$$

$$I_{v \to c} = \text{const.} \times A \int_{E_c}^{E_v} T_1 \, N_{\text{filled}\,v} \, N_{\text{empty}\,c} \, dE$$



(Fig. 3)

Under no bias condition, $\sqrt{E - E_{edge}}$ is the same in both cases and thus $I_{c \to v} = I_{v \to c}$, that is, the net current in the external circuit is zero, see Figure 3-a.

Applying a reverse bias voltage, $(E - E_{edge})$ of the V.B. in the P-type increases, while $(E - E_{edge})$ of the C.B. in the P-type remains practically constant, therefore, $I_{v \to c}$ will be larger thon $I_{c \to v}$ and the result is a reverse tunnel current in the external circuit, see Figure 3-b.

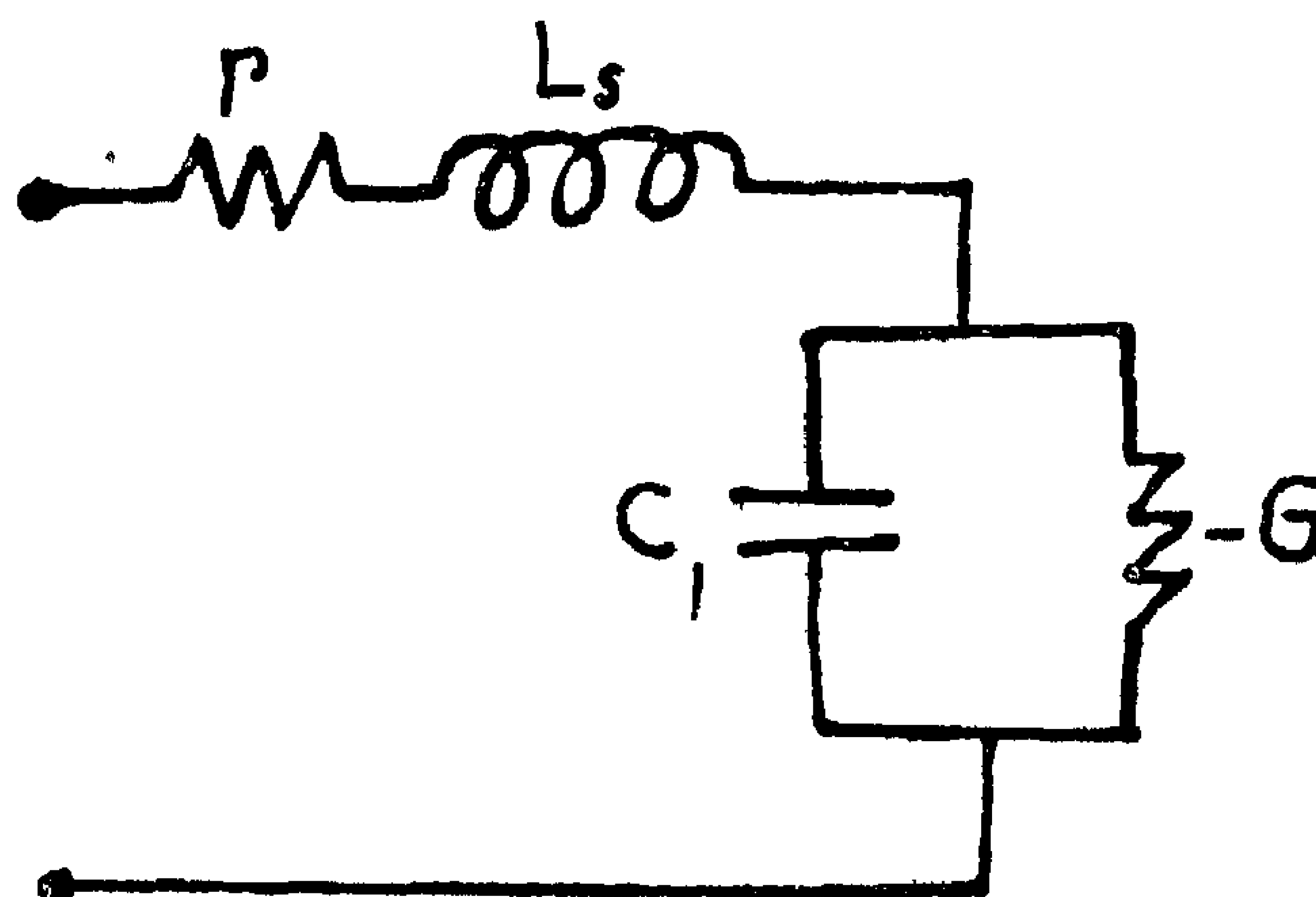
On the other hand, if a forward bias is applied, $I_{c \to v}$ than $I_{v \to c}$, see Figure 3-c. The result is that there is a forward current in the external circuit. Increasing the forward bias, a case is reached at which $(E - E_{edge})$ V.B. of the P-type = O, see Figure 3-d, and the tunnelling current in the external circuit is at its peak value, point "a" Figure 1. Increasing the forward bias beyond this value, the tunnel current reduces along ab, see Figure 1, since the overlapping between the C.B. and V.B. reduces. Increasing the forward bias still further, a state is reached at which the overlap between C.B. and V.B. = O, thus the tunnel current should be zero, see Figure 3-e. Practically there is a minimum value at point c, not clearly understood. With a large bias voltage, the normal diffusion current flows.

Equivelent Circuit (operatiin along the negative conductance region).

This is given in Figure 4. The different parameters are the junction capacity "C", the negative conductance "G", the resistance of the bulk semiconductor and leads "r" and the inductance of the bulk semiconductor and Leads "L_s".

Principle of operation of the tunnel diode transmitter.

The circuit makes use of the negative conductance region in the i-v characteristic of



(Fig. 4)

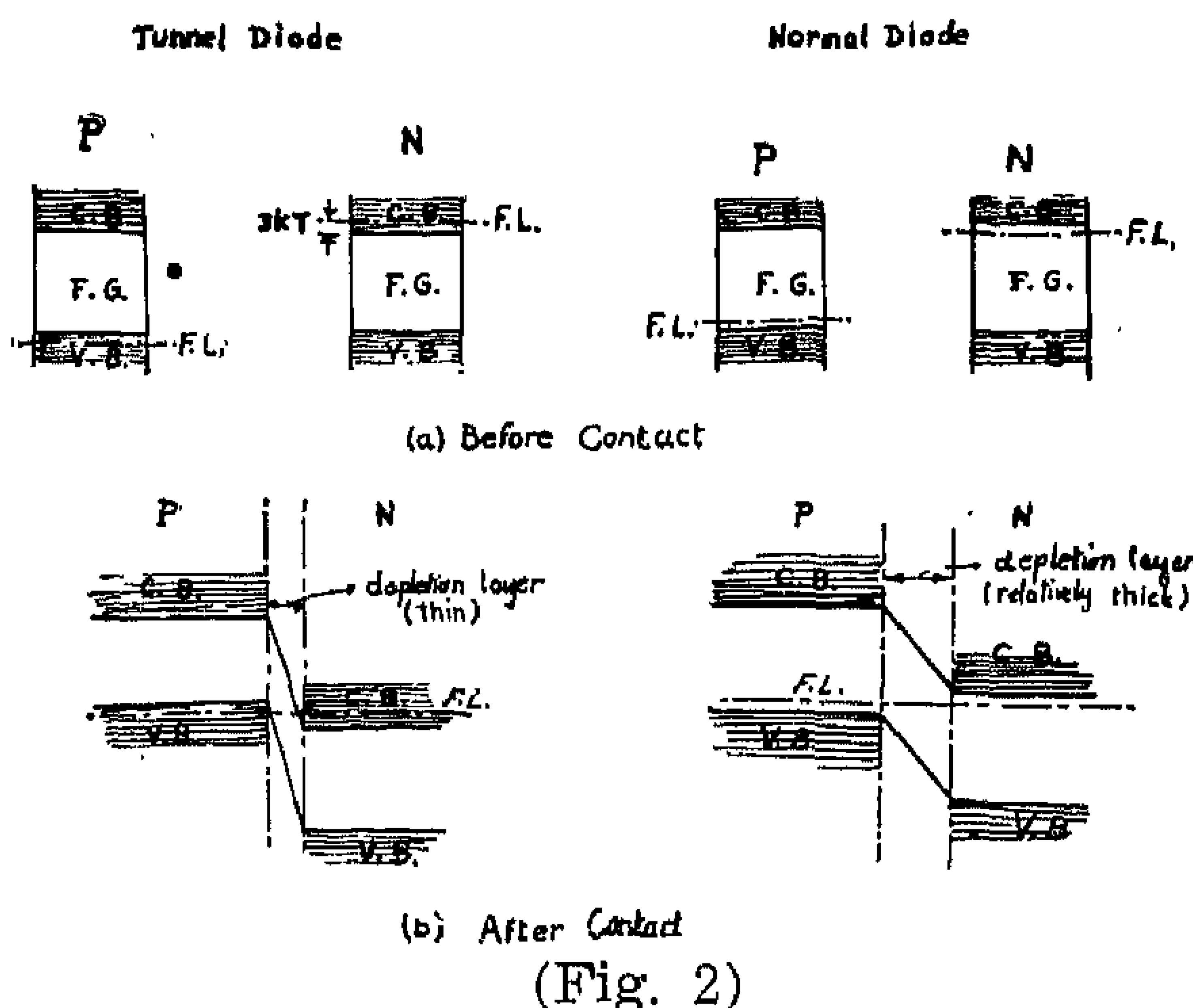
the tunnel diode. For a simple oscillator, the losses in the oscillatory circuit are compensated by the negative resistance of the diode to which a forward fixed bias is applied. In order that modulation may be effected, the modulating voltage is superimposed on the fixed bias, thereby attaining a variation in the amplitude as well as the frequency of oscillation.

Mathematical Analysis.

The following analysis is approximate, but satisfactory for the present case. The actual

a current density as high as 10,000 amperes/cm² and are used as oscillators at frequencies up to 40 kilomegacycles with harmonics up to 70 kilo-megacycles.

Since the impurity concentration is high, the Fermi-level in the P-type portion of the tunnel diode lies in the valence band "V.B." (about 3KT under the top of the V.B.), while the Fermi-level in the N-type portion lies in the conduction band "C.B." (about 3KT above the bottom of the C.B.), where "K" is Boltzmann's constant and T is the temperature in degrees Kelvin. The conditions for a tunnel diode and a normal P-N junction before and after contact are illustrated in Figures 2-a and 2-b respectively. Under the



(Fig. 2)

conditions of a tunnel diode, the tunnel current will be the governing factor. Electrons can flow in both directions across the barrier and current flowing external to the junction may be considered as the difference between the two electron streams. The current that flows from one side to the other of the junction is proportional to:

1.—The junction area A.

2.—The tunnelling probability T_1: assuming that the tunnelling probability from the V.B. to the C.B. ($T_{v \to c}$) is equal to that from the C.B. to the V.B. ($T_{c \to v}$) and each is equal to T_1.

$$T_1 = \exp\left[(-4/3)\ (\sqrt{2}\ m_{eff}/h)\ (E_g^{3/2}/_{eF})\right]$$

where

F = electric field in the barrier (assumed uniform).

m_{eff} = effective mass of the tunnelling electron,

e = electron charge = 1.6×10^{-19} coulombs,

E_g = gap potential in electron-Volts, and

h = Planck's constant = 6.6×10^{-34} joules-second.

3.—The density of filled states on the side of the junction where electrons originate: N_{filled},

4.—The density of empty states on the side of the junction where electrons terminate: N_{empty}

where N_{filled} and N_{empty} are given for the C.B. and V.B. by the number of energy levels n (E) multiplied by the probability of being filled or empty P (E).

Thus:

$$\text{C.B.} \left\{ \begin{array}{l} N_{filled} = n_c(E)\ \ P_c(E), \\ \qquad N_{filled} = n_v(E)\ .\ P_{vv}(E) \\ N_{empty} = n_c(E)\ [1 - P_c(E)],\ \text{V.B.} \\ \qquad N_{empty} = n_v(E)\ [1 - P_v(E)] \end{array} \right.$$

where P(E) is given by P(E) $= 1/[1 + (E - E_F)/_{KT}]$ postulated by Fermi.

T = absolute temperature in degrees

K = Boltzmann's constant = 1.375×10^{-23} joules/degree Kelvin.

E_F = Fermi level of energy, it is the level at which P(E) = ½.

E = Energy level under consideration,

and n(E) is given by: n(E) $= \text{constant} \times \sqrt{E - E_{edge}}$.

Therefore, $I_{c \to v}$ = const. × A

$$\int_{E_c}^{E_v} T_1\ N_{filled\,c}\ N_{empty\,v}\ dE$$

APPLICATION OF THE TUNNEL DIODE IN TRANSMISSION AND RECEPTION

by

ABD EL-SAMIE MOSTAFA
Prof. of Electronics and Radio Engineering,
Fac. of Engineer., Alex. Univ., Egypt, U.A.R.

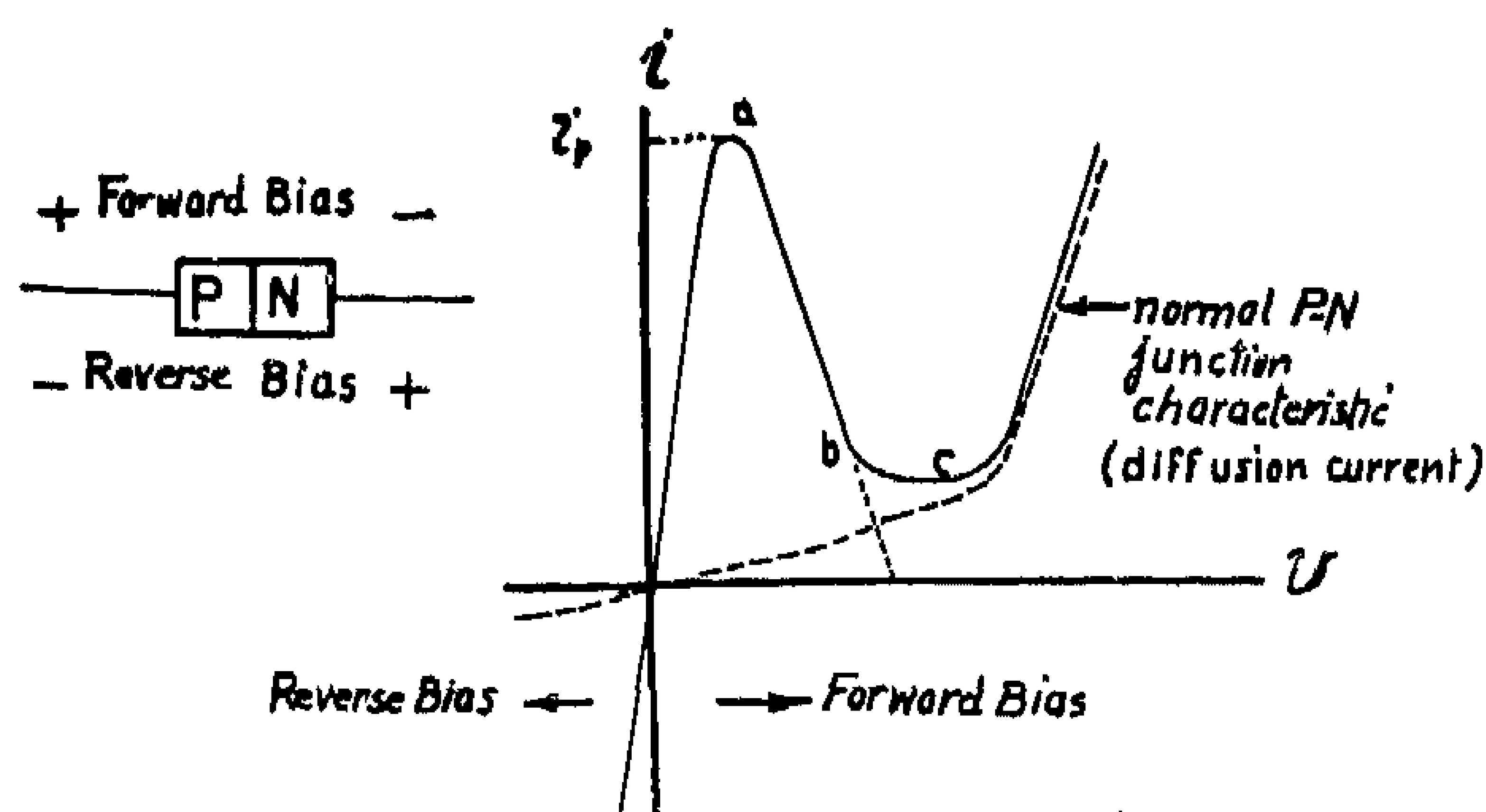
A. M. ABD EL-LATIF
Demonstrator, Faculty of Engineering,
Alexandria University, Egypt, U.A.R.

SYNOPSIS

The present work gives a careful analysis, both theoretical and experimental, for a tunnel diode when used as an f-m and an a-m transmitter. It also gives an experimental study of the tunnel diode as a highly sensitive receiver of f-m and a-m signals, under superregeneration condition. During reception, the function of the tunnel diode is twofold; it acts as a superregenerative oscillator and, at the same time, as a synchronous converter (detector).

INTRODUCTION

The tunnel diode, discovered by L. Esaki in 1958, is one of the most important and useful members of the semiconductor family. Its important feature is the negative resistance region of its current-voltage characteristic, see Figure 1. There are two major



(Fig. 1)

advantages that the tunnel diode possesses over all other negative resistance devices, namely the high speed of current transmission which approaches that of light, and that stability is neither affected by nuclear radiation nor temperature variation. Il also possesses other advantages, amongst which are the very small power drain (as small as 1.0 microwatt), the very small noise level, the stability to handle high frequencies (up to several kilo-megacycles) and the tiny size.

The action of the tunnel diode depends on the fact that electrons have the ability of penetrating barriers due to the wave-like properties of matter. This is known as "quantum mechanical tunnelling". When an electron stream is traversing a narrow barrier, there is a finite probability for an electron to go through, that is to tunnel, the barrier even if the energy of the electron stream is smaller than the height of the barrier. This penetrability is enhanced when the barrier thickness is reduced and the number of electrons traversing is made large. A tunnel diode is therefore a P-N junction heavily doped, that is it has a large impurity concentration (about 10^{20}/c.c.) and has a very thin junction (about 150 A°) resulting in a very thin depletion layer. The normal P-N diode has an impurity concentration of about 10^{13}/c.c. and a junction thickness of about 10,000 A°.

Germanium tunnel diodes have a current density of about 1000 amperes/cm^2 and are used in the frequency range more than 10 kilo-megacycles (as oscillators and amplifiers). Gallium$_2$-Arsenide tunnel diodes have

EDITING COMMITTEE

INFORMATION

- The editors welcome for publication engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.
- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.
- Any material intended for publication must be sent to the Secretarial at either of the addresses of the two Engineering Societies at Cairo and Alexandria.

SUBSCRIPTIONS

All members if the two Engineering Societies at Cairo and Alexandria are ipso facto subscribers of this periodical.

Subscription for engineers P.T. 100 per annum.

Subscription for engineering students P.T.60 per annum.

ubscription for others P.T.200 per annum.

HEAD OFFICES

Cairo : Egyptian Society of Engineers,
28, Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106.

Alexandria : Society of Engineers,
66, Nabi Daniel St., Alex. Tel. 22222.

ADVERTISEMENTS

Sole agents for advertisements to be inserted in this periodical :

Moassasset Misr for Printing and Publication,
44, Zaki Str., Tawfikieh, Cairo.
Tel. 51601.

THE PROCEEDINGS OF THE ENGINEERING SOCIETIES

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

ENGINEERING SOCIETIES AT CAIRO AND ALEXANDRIA

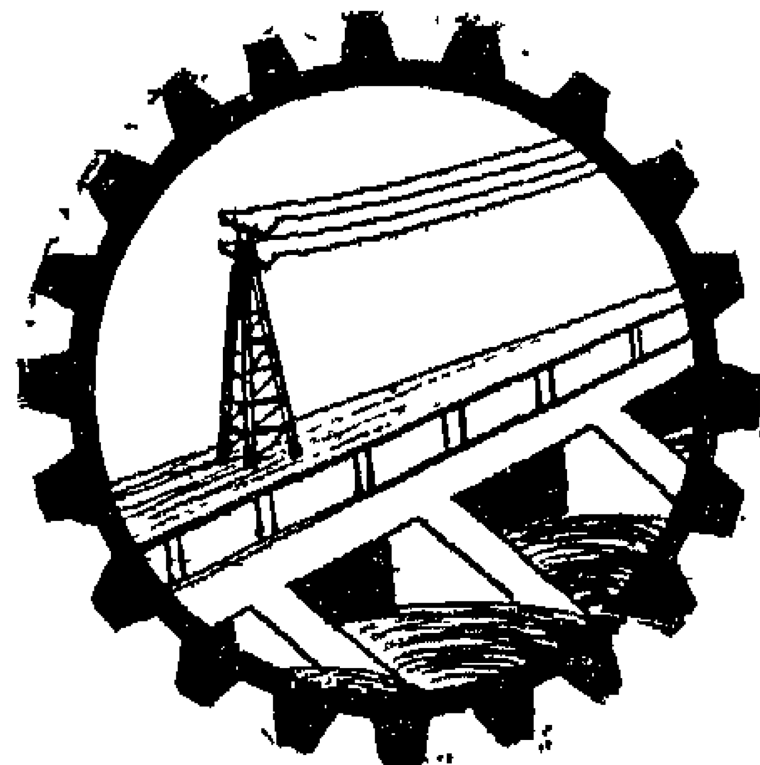
Vol. I — No. 1 — July 1962

CONTENTS

ENGLISH SECTION

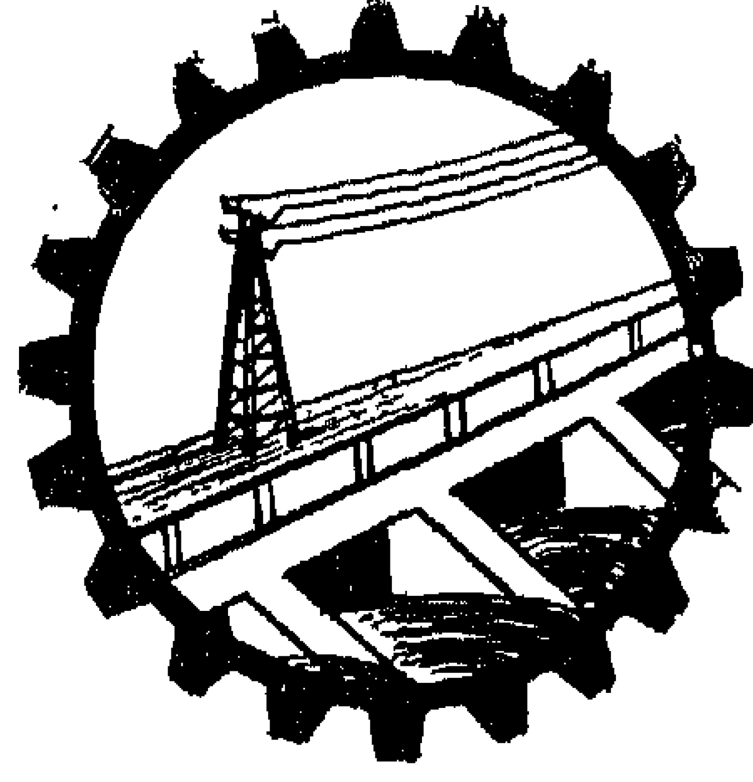
ARABIC SECTION

"MONDIALE" Press — Cairo.



THE PROCEEDINGS OF THE ENGINEERING SOCIETIES U.A.R.

JULY 1962
VOL. 1
No. 1



مجلة

جمعيات المهندسين

ج.ع.م

أكتوبر ١٩٦٢ | المجلد الاول | العدد الثـانى

المطبعة العالمية ١٦ و١٧ شارع ضريح سعد بالقاهرة

مجلة
جمعيات المهندسين
ج.ع.م

مجلة علمية هندسية – تصدرها كل ثلاثة شهور
جمعيتا المهندسين بالقاهرة والاسكندرية

السنة الأولى | العدد الثانى | أكتوبر ١٩٦٢

محتويات هذا العدد

القسم العربى

القسم الأفرنجى

بيانات

مقر المجلة :

بالقاهرة
جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

بالاسكندرية
جمعية المهندسين بالاسكندرية
٦٦ شارع النبى دانيال بالاسكندرية
تليفون ٢٢٢٢٢

الاشتراكات :

- جميع أعضاء جمعيتى المهندسين بالقاهرة والاسكندرية مشتركون فى المجلة بحكم عضويتهم

لغير الأعضاء :

الاشتراك السنوى

للطالب	للهيئات	للعدد الواحد
ص ٦٠	ص ١٥٠	ص ١٥

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بأحد مقرى جمعيتى المهندسين بالقاهرة والاسكندرية .
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية وأى تعليقات علمية للمناقشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن أى كاتبها فقط

الإعلانات :

- مؤسسة مصر للطباعة والإعلان والنشر

١٤ شارع زكى بالتوفيقية - القاهرة تليفون ٥١٦٠١

هذا العدد

... وهذا هو العدد الثانى من مجلتنا العزيزة ...

خطوة تالية من خطوات زحفنا المقدس ، نحو غاية مثلى وأمل كبير .. غاية وأمل نرجو أن نحقق بهما بعض ما نرجوه لهذا المشروع العزيز من صفحات جديدة فى تاريخ العلم والمعرفة ، ونفتح بهما مجالا متسعا فى عالم الصحافة الهندسية التى نرجو لها كل ازدهار .

ولعلنا بهذه الخطوة نصل إلى بعض ما نبغى الوصول إليـــه .. ولن نكون بهذا العدد قد طوينا آخر صفحة من الرسالة التى اضطلعنا بمسئولياتها .. وإنما نقول : أننا فى بداية الطريق .. طريق طويل حافل :

نخطو فى كل عـدد خطوة جديدة إلى الأمام ..

ونتلمس فى كل جـــولة إبتكاراً وتجـــديداً ..

ونأمل فى كل مرة تأييداً وتوفيقاً من الله .. ومساهمة حقة فى إبداء الرأى وحرية النقد الذى يصل بنا إلى غايتنا .. وينير لنا كل طريق .

وفى صفحات التمنى : نرجو أن تكون المجـــلة مناراً للصحافة الهندسية ؛ نسترشد بهديها طلائع جيل جـــديد : عاصر نهضه .. وكافح لخطه .. ويعيش اليوم بكيانه ووجدانه فى عصر زاهر بالأمل .. وارف بالعمل والجهاد .

وفى كلا الميدانين تشق مجلتنا طريقها الخاص بها .. تسير بروح مؤمنة لتأخذ مكانها فى خضم الكيان العلمى لعالمنا الجديد .

والمجـــلة فى خطوها تصادفه من حسن طالعها مناسبات وأعياد قومية مجيدة .. فقد صدر العدد الأول منها فى العيـــد العاشر لمولد ثورتنا الخالدة .. وها هو عددها الثانى يشهد عيد الجيش ويوم الطيران .. وفى هذا وذاك ما يحملنا على التفاؤل الباسم لسجل هـذا الوليد الذى رأى النور يوم عيد ، وخطا خطوته الثانية وسيخطو خطواته التاليـة فى أيام كلها أعياد .

وفى سعينا إلى الكمال نرجو أن تحفل المجلة ببحوث تتناول زوايا العلم الهندسى المختلفة . . وهو أمل لن نحققه إلا بمؤازرتكم ؛ حتى تتسع المجلة لكل مجال يوصلنا إلى أسمى معانى المعرفة الهندسية .

فلنقتسم الأمانة . . ولنحمل المهمة معاً : كمسئولية ، وكواجب ، وكحق . . لنبنى هذا الصرح الشامخ فى عالم الهندسة العربية المتوثبة .

وبعد ...

فهذا هو العدد الثانى ، نقدمه ثمرة فكر وجهد للمكتبة الهندسية فى أرجاء العالم .. ونضعه بين يدى الزملاء على اختلاف تخصصاتهم .. آملين منهم العون .. مترقبين منهم النقد البناء .. والتوجيه السديد .

والله الموفق

رئيس التحرير

ميناء دمياط الجديد

للدكتور المهندس محمود شعراوى أمين

الأستاذ بكلية الهندسة جامعة القاهرة

مقدمة :

الغرض من هذا البحث هو تحليل شامل ما كتب عن هذا الموضوع ووضع دراسات تنفيذية لمشروع الميناء . وكذلك البرنامج المقترح لهذه الدراسات مع توصيات باختيار الموقع . وبيان ما يحيط هذا المشروع من موضوعات يجب استيفائها ودراستها دراسة وافية على الطبيعة . وأيضاً علاقة هذا الميناء بمصب النيل عند دمياط وماحوله ، وخاصة مشكلة رأس البر والتوسع المنتظر لمدينة دمياط وعلاقتها بموقع الميناء .

ومن أهم النقط التى يشملها هذا التقرير والتى يجب من الآن دراستها دراسة كاملة هو تأثير مياه النيل بعد السد العالى على مصبه ومشكلة التآكل المنتظر حدوثه فى منطقة رأس البر والاحتياطات التى يجب عملها لتلافى مثل هذه الأخطار .

وقد قامت بعض الدراسات الطويلة والدقيقة فى الخارج على مثل هذه الحالة ، وعلى سبيل المثال التآكل الذى حدث فى شاطىء مصيف مدينتى اتلانتيك سيتى وأوشن سيتى بالولايات المتحدة الأمريكية والواقعين على ساحل الأطلنطى بالقرب من مصب نهر ديلاوير الكبير .

ولكن مشكلة من مشاكل النحر فى الشواطىء ، لها ظروفها الخاصة ، ونظراً للعوامل العديدة التى تؤثر على كل مشكلة يصعب وضع قواعد ثابتة أو الاعتماد على الخبرة السابقة بل يجب أن تتم دراستها فى المعمل على نموذج بحجم مناسب مع تطبيق بعض هذه النتائج فى الطبيعة حسب الدراسات العملية والتحقق من مدى صحة هذه النتائج قبل البدء فى المشروع أولاً بأول . وتتبع هذه النتائج فى الطبيعة حتى تفى بالغرض الكامل من المشروع إذ أن النتائج التى تظهرها التجارب مهما بلغت من دقة التمثيل والتشابه فهى نتائج توجيهية Qualititive وليست نتائج حاسمة Quantitative وذلك لنفس الأسباب السابق ذكرها وهى تداخل كثير من العوامل وصعوبة تمثيل بعض المؤثرات تمثيلاً كاملاً فى النموذج وخاصة تمثيل الرياح والتيارات الغاطسة وكثافة الماء والمواد المستعملة والجاذبية الأرضية وخلافه . وهناك بعض الخواص التى تؤثر على النموذج تأثيراً كبيراً فى حين إنها ليست ذات قيمة تذكر فى الطبيعة مثل الجذب السطحى Surface Tention . لذلك وجب تطبيق النتائج التى تنتج من دراسة النموذج بحذر على الطبيعة ومعرفة مدى تأثيرها الفعلى .

وإنه لمن حسن الحظ أنه يوجد بالجمهورية العربية المتحدة الآن المعمل الذى أقامته هيئة قناة السويس والذى أعد لدراسة مثل هذه المشكلات من حيث أحواض الأمواج اللازمة إلى أجهزة القياس والرصد والتصوير إلى الفنيين والمشرفين . وهذا المعمل يمكن أن يساهم بمجهود ضخم فى حل مشكلات الموانى والشواطىء التى كان يلجأ إلى حلها بمعامل الأبحاث بالخارج لعدم وجود مثل هذه الإمكانيات بالجمهورية العربية المتحدة .

وأرجو من الله سبحانه وتعالى أن يوفقنا جميعاً إلى مافيه الخير لجمهوريتنا الحبيبة فى ظل رئيسها المحبوب جمال عبدالناصر إذ بفضل إرشاداته وتوجيهاته السديدة وحرصه على كل ماهو نافع سنصل بإذن الله إلى النجاح الكامل لكل مشروع من مشروعاتنا العظيمة التى يفخر بها كل عربى فى عالمنا هذا .

ويشمل البحث أيضاً الموقع المقترح والتكاليف المبدئية ورسومات وتصميمات المشروع وقد قدرت التكاليف على أساس الفئات المعتمدة من هيئة قناة السويس . قد يشمل التكاليف بعض التعديل على أساس الدراسات التى ستتم على أعماق المياه فى الموقع وطبيعة القاع . وتحرك التيارات الغاطسة وانتقال الرمال وأيضاً بعد دراسة تكوين الطبقات بالموقع ... الخ .

وأيضاً شكل حواجز الأمواج وتصميمها وطولها واتجاهها والمدخل ... كل هذا سيحدد بالضبط بعد إتمام تلك الدراسات .

الباب الاول
الدراسات الاقتصادية

أولا — الغرض من الميناء وملخص وتحليل ما كتب

لقد ثبت من تاريخ مصر القديم أن فرعى النيل ، دمياط ورشيد ، كان لهما شأن كبير فى نقل التجارة بين مصر وبلاد الفينيقيين . وكان فرع دمياط أقصر الطرق بين موانى فينيقيا مثل ميناء سيدون المعروف الآن بلدة صيدا بلبنان وغيرها . إذ كانت المراكب تأتى محملة بالتجارة وأهمها الأخشاب والزيوت والمنسوجات إلى مدينة طيبه (الأقصر) عاصمة مصر فى ذلك العهد مارة بفرع دمياط ثم النيل الرئيسى وقطعاً كان ميناء دمياط له شأن كبير منذ ذلك العهد لوقوعه على هذا الطريق الرئيسى للملاحة البحرية والداخلية إلى الجنوب وبالعكس .

وقد قلت أهمية ميناء دمياط بعد ذلك وخاصة منذ حجز مياه النيل وبدء بناء السدود والقناطر عليه . أى منذ سنة ١٨٣٤ حتى وقتنا هذا ، إذ كان سريان مياه النيل إلى البحر يساعد دائماً على فتح مصب النهر عند دمياط ، والذى يترسب فيه الآن الرمال التى تحملها التيارات البحرية السائدة من الغرب إلى الشرق . وكذلك عند تقابل مياه النيل الجارية وقت الفيضان محملة بالطمى بمياه البحر الأبيض الساكنة فيتكون بذلك ما هو معروف بالسيد الغاطس "Bar" . وقد تحدث المؤرخون كثيراً عن انسداد بوغاز دمياط . وآخر تلك المؤلفات . ما كتبه السيد نقولا حداد فى مؤلفه عن تاريخ دمياط منذ أقدم العصور . والذى سجل فيه الشىء الكثير عن أهمية مدينة دمياط بالنسبة لتوسطها مدن شمال شرق الدلتا ووسطها والتى تعج بالمصانع الضخمة للنسيج وخلافه. وأيضاً محطات القوى الكبرى مثل محطة طلخا الكهربائية وغيرها . وسهولة طرق المواصلات إليها وأهمها الملاحة الداخلية خلال فرع دمياط وبعض القنوات والمصارف الملاحية الكبرى والتى تصب فى بحيرة المنزلة المجاورة لهذه المنطقة والتى تعتبر بعد تحسينها وبناء القناطر ذات الهويس عند بلدة فارسكور أرخص طرق النقل وأقلها تكاليفاً .

وقد ورد فى تقارير مصلحة الموانى بأن مصب فرع دمياط تقفل تقريباً طول العام عدا وقت مرور مياه الفيضان للبحر ، بسدود غاطسة خطرة على الملاحة ، تتكون عند تقابل مياه النيل مع البحر . وتسير هذه السدود موازية للشواطىء لمسافة كبيرة . وهذه السدود تخترقها ممرات ضيقة تتسرب خلالها المياه من النيل إلى البحر فى حالات الجزر وبالعكس من البحر إلى النيل فى حالات المد . وكثيراً ما يقف سريان المياه تماماً بين البحر والنهر . ومتوسط عمق المياه داخل فرع دمياط بعد هذا السد حوالى سبعة أمتار حتى جنوب مدينة دمياط .

أما الآن وقد زاد الضغط على ميناءى الأسكندرية وبور سعيد ، لزم الأمر التفكير فى إنشاء ميناء ثالث قريب من المناطق الصناعية . وأيضاً لقربه من الخطوط الملاحية

الدولية الثابتة الآن بين الشرق والغرب مارة بقناة السويس وذلك تمشياً مع التطور الثورى فى جميع نواحى الحياة بالجمهورية العربية المتحدة ، والحاجة الماسة لوجود منفذ آخر على البحر الأبيض ، نظراً للازدياد المطرد فى حجم التجارة بينها وبين الدول الأخرى سواءاً من جهة التصدير أو الاستيراد . علاوة على تخفيف الضغط على ميناءى الأسكندرية وبور سعيد بصفة عامة . وأن هـــذه الميناء ستسبب زيادة انتعاش محافظة دمياط ، وأيضاً ستخفف تركيز حركة النقل خاصة من وإلى ميناء الاسكندرية الذى يمر منها ٨٠٪ من صادرات وواردات الجمهورية ، وتتحول بعضها إلى الميناء الجديد وخاصة نقل الحاصلات الزراعية والتجارية من شرق فرع دمياط ووسط الدلتا سواءاً بطريق النيل أو الطرق الأخرى ، ولا ننسى تحسن طرق الملاحة الداخلية وخاصة فى فرعى دمياط ورشيد بعد بنـاء السد العالى وقلة الطمى فى النيل مما يساعد على صلاحية الملاحة فى فرع دمياط للمراكب حتى حمولة ١٠٠٠ طن بعد تهذيب النيـل مستقبلاً . فبذلك يكون تكلفة النقل المائى الداخلى إلى دمياط أقل بكثير منه إلى أى ميناء آخر فى الجزء الشرقى من الدلتا . وأيضـاً ستساهم بجزء وافر فى نقل صادرات وواردات المحافظات بالوجه القبلى . وبذلك يخفف تكدس التجارة وتركيز هذه الحركة بميناءى الاسكندرية وبور سعيد التى وصلت حركة التكدس فيهما مما دعى المسئولين إلى التفكير فى التوسع أو إنشاء ميناء جديد .

وأيضاً بالنسبة للواردات . فإن ميناء دمياط ستكون الممر الأساسى والأقصر لـكل الواردات والصادرات الخاصة بالمصانع والمواد التموينية اللازمة للجزء الشرقى من الدلتا وشرق فرع دمياط . وأهم هذه الواردات التى ستؤخذ فى الاعتبار هى المواد التموينية والغلال والأسمدة والأخشاب والـكيماويات والجلود والتبغ ... الخ .

أما من جهة الصادرات فإن الميناء سيتولى تصدير جميع الحاصلات الزراعية والمنتجات الصناعية المنتشرة فى هذه المنطقة والتى سيساعد إنشاء الميناء على إحيائها . وأيضاً بعض حاصلات الوجه القبلى وأهم السلع الصادرات الزراعية وهى : القطن ، والأرز ، والبصل ، والبطاطس ، والبقول والفول السودانى .

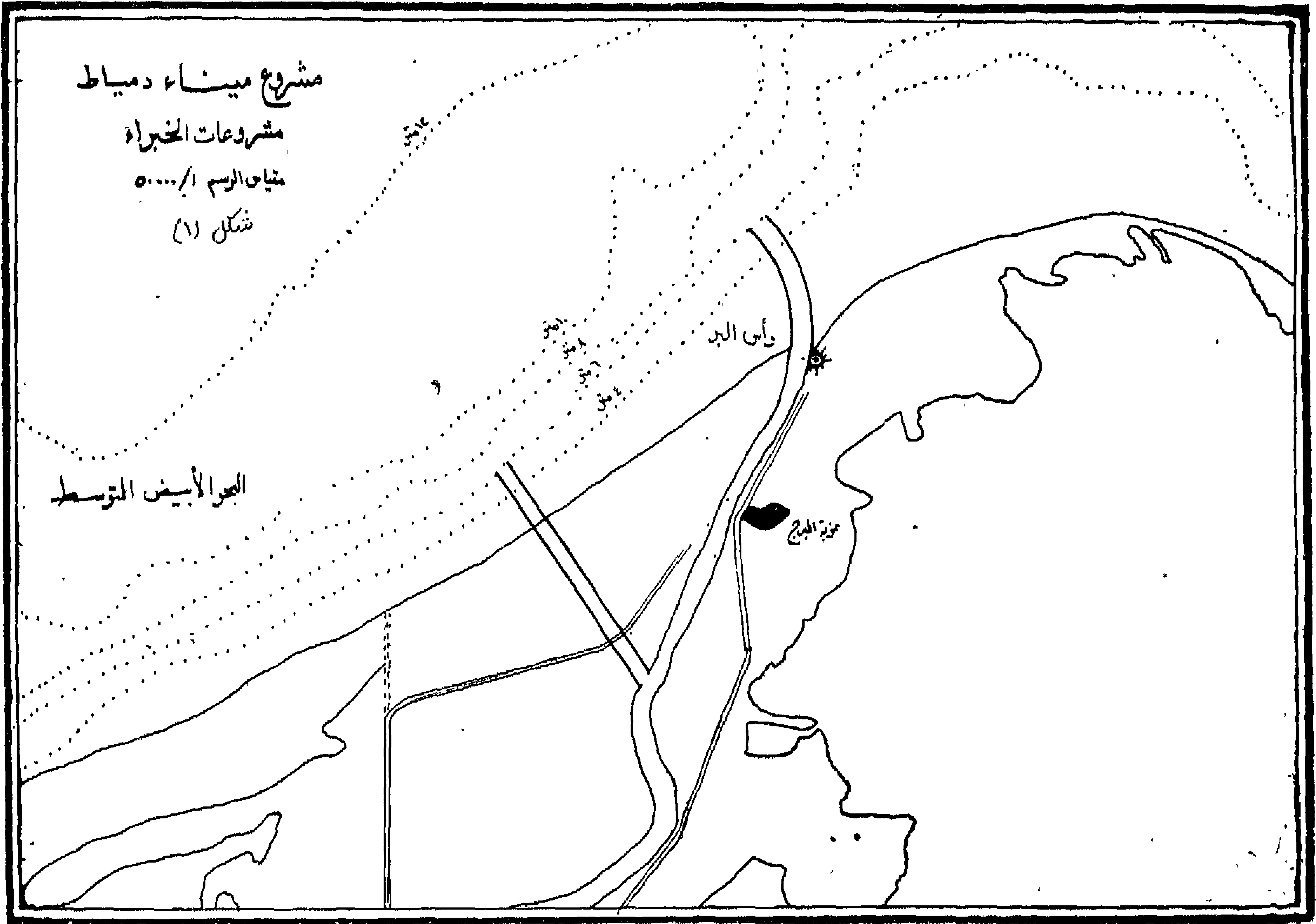
وأما سلع الصادرات الصناعية فهى الغزل والنسيج ، والأحذية ، والأسماك المحفوظة ، والملح ، والموبيليات وجميع الصناعات المنتظرة والجارى قيامها فى المنطقة حسب خطة مشروعات السنوات الخمس للصناعة .

وسوف تساهم الميناء أيضاً بنقل المواد البترولية إلى داخل البلاد إذ قد تم إنشاء خط أنابيب لنقل البترول ومشتقاته من الاسكندرية إلى طنطا ومنها إلى المصانع الـكبرى بشرق الدلتا .

فسوف يخصص جزء لميناء البترول لإستقبال البترول ، وسوف يشجيع ذلك إنشاء محطة تكرير للبترول فى المنطقة ، وضغطه خلال خط أنابيب أقصر بكثير إلى المصانع الموجودة بالمنطقة ، وبذلك تساهم الميناء فى تخفيض تكاليف نقل المواد البترولية اللازمة لجميع مصانع شرق الدلتا ووسطها وشرق فرع دمياط .

وسيخصص أيضاً ميناء صيد للاحتياج الشديد لها فى تلك المنطقة وهى من أهم ما يمكن ، ومن الضرورة القصوى وجود ميناء صيد حديث مستعد بكامل إحتياجاته من ثلاجات إلى ورش صيانة وقزقات إصلاح إلى ملاجىء حديثة وسهلة الدخول والخروج ومتوفرة الخدمة لجميع أنواع مراكب الصيد ، ويجب أن تكون فى جهة مفتوحة دائماً فى جميع الأوقات والأجواء لخدمة الصيادين . وبذلك سوف تزدهر هذه الصناعة وتتطور إلى الطرق الحديثة للصيد .

وقد بدأ التفكير فى إعادة مجد ميناء دمياط الجديد سنة ١٩٢٦ ، حيث قام بعض كبار الخبراء العالميين بتكليف من الحـكومة المصرية فى ذلك الوقت وهم سير كيرك باتريك (من انجلترا) ، والمهندس لاروس (من فرنسا) ، والمهندس



(شـكل رقم ١)

لويجى لويجى (من ايطاليا) ، وقد كتبوا تقريراً فنياً عن موضوع إعادة فتح بوغاز دمياط وإنشاء ميناء جديد . ويتلخص التقرير فيما يلى :

تتراوح عمق المياه بين مصب النيل ومدينة دمياط بين ستة أمتار وستة عشر متراً . وكان ذلك الممر يستخدم فى نقل التجارة إلى داخل البلاد خلال ميناء دمياط منذ أجيال مضت وبسبب تراكم طمى الفيضان تعطلت حركة الملاحة فى هذا الممر نتيجة تكوين السدود الغاطسة عند المدخل .

كما أن التيارات الموازية للشاطىء والسائدة من الغرب إلى الشرق محملة بالرمال تسد النهر فى المدة بين فبراير حتى أغسطس من كل عام . وأيضاً لأن المد والجزر فى هذه المنطقة ليسا قادرين على خلق تيارات مختلفة لإزالة السدود والرمال المتراكمة عند المصب ، وبذلك يكون مشروع فتح البوغاز مشروعاً معقداً وبالتالى إنشاء الميناء . ويجب عمل دراسات وتحصينات كافية لمنع تراكم مثل هذه الرمال وأيضاً منع رسوب الطمى ، وقد اقترحوا ثلاثة حلول لم تكن مدروسة دراسة وافية فى ذلك الوقت هى :

(ا) عمل حاجزين متوازيين على بعد ٣٠٠ متراً من بعضهما على إمتداد شاطىء النيل عند المصب ويمتدان فى البحر فى اتجاه الشمال الغربى من الفنار الحالى حتى عمق ٦ أمتار ، وأن تكون الوصلة بين الحاجزين والشاطىء منحنى نصف قطره ٢٠٠٠ متراً ، حتى يمكن حصر مياه النهر وإنشاء تيار مدة الفيضان بسرعة ٥ر٥ كيلو متراً/الساعة تقريباً يساعد على تطهير المجرى والبوغاز ، وكذلك يحمى الحاجزان المجرى من ترسيب الرمال التى تترسب عند المدخل أثناء التحاريق . هذا خلاف التطهيرات السنوية بالكراكات

لصيانة هذا البوغاز ، وقدرت تكاليف هذا المشروع فى ذلك الحين ١٫٤٠٠٫٠٠٠ جنيه .

(ب) عمل قناة صناعية من الجنوب الغربى لطابية الشيخ يوسف برأس البر بعمق ٦ أمتار تصل النيل بالبحر فى منطقة لا يقل العمق فيها عن ٦ متر وسوف لا يوجد تأثير لطمى النيل عليها . مع عمل حاجزين كما ذكر .

أولاً — لحماية السفن .

ثانياً — لتعميق المجرى بتضييق القطاع ولكن حددوا المسافة بين الحاجزين بما لا تزيد عن ١٢٥ متراً ، وتنتهى القناة عند النهر بهويس لمنع تسرب مياه النهر إلى القناة .

وقدرت التكاليف لهذا المشروع فى ذلك الحين بحوالى ١٫١٠٠٫٠٠٠ جنيه .

(ح) عمل قناة بين البحر والنيل وبدون هويس عند نهاية القناة من جهة النهر . مع صيانة هذا المدخل من الطمى وأيضاً ضرورة إطالة الحواجز مستقبلاً إلى المياه العميقة فى البحر حتى لا يسمح بتراكم الطمى عند مدخل البوغاز أو حتى تتراكم الرمال الآتية مع التيارات أمام المدخل وبين غرب الحواجز والشاطىء .

وقدرت التكاليف لهذا المشروع فى ذلك الحين بحوالى ٩٧٥٫٠٠٠ جنيه .

وقد فضل الخبراء الحل الثانى وهو إنشاء قناة طولها ٢٦٠٠ متراً وبعمق ٦ أمتار وعرض قاعها ٣٠ متراً وعرض سطح المياه ١٠٠ متراً ، مع إنشاء الهويس عند نهاية الترعة جهة النهر لمنع دخول مياه النهر فيها بطول ١٣٠ متراً وعرض ١ متر ، مع عمل بوابات مزدوجة .

وقد عارض كثير من المهندسين المصريين هذه الحلول فى ذلك الحين وأهم هذه المعارضات ماذكره المرحوم المهندس أحمد راغب وغيره لعدم صلاحيتها . ومنذ ذلك الحين حتى الآن لم تعمل أى خطوات إيجابية لإنشاء ميناء دمياط وإعادة مجدها ، الا فى عهدنا الثورى الحالى حيث استدعت الحكومة بعض الخبراء الأجانب لإبداء الرأى وعمل مقترحات لدراسات تنفيذية . وقد قاموا بعمل تقارير مبدئية لعدم وجود معلومات كافية والدراسات التفصيلية اللازمة حتى يمكن تقرير المشروع الواجب البدء فى دراسته ، ولم يعطى هؤلاء الخبراء خطوات محددة واضحة إذ كانت دراساتهم للمشروع ضمن نقط كثيرة من مشكلات الشواطىء .

أما عن رأى الخبراء الأجانب الثلاثة منذ ٣٥ عاماً ، فلم يعد له أى فائدة الآن لعدم صلاحية المشروع ، نظراً لتطور الملاحة فى وقتنا هذا واحتياجاتها لأعماق أكبر واتساع أكثر من ذلك الوقت .

وقد استدعت الحكومة ثلاثة من الخبراء أخيراً لدراسة مشكلات الشواطىء المصرية ومنهم من عقب على مشروع إنشاء ميناء دمياط الجديد . مثل الأستاذ ملفين بريست أستاذ الإنشاءات الايدروليكية بجامعة جورجيا وخبير الأمم المتحدة ، وذلك فى أغسطس وسبتمبر سنة ١٩٦٠ . والخبير الهولندى الايدروليكى أر. ف. واسنج لشركة منشآت الموانى الهولندية الملكية لميتد ، وقد حضر فى يناير سنة ١٩٦١ وأخيراً خبير الموانى بهيئة الأمم المتحدة مستر بوهدان ناجاروسكى .

وكل هؤلاء الخبراء ذكروا بعض المعلومات التى لها قيمتها من المشروع وعن الدراسات الواجب عملها ، والخطوات المبدئية التى يجب تنفيذها حالاً ، ولكن لم يقوموا بعمل تقارير وافية عن تنفيذ هذه الدراسات حتى يمكن جمع المعلومات اللازمة لتصميم الميناء واختيار موقعها ومداخلها ويمكن تلخيص ما كتبه هؤلاء الخبراء الثلاثة فى الآتى :

أولا — رأى الاستاذ بريست الامريكى :

فقد ذكر فى تقريره عن المشكلة الرابعة وهى « مدخل إلى الميناء المقترحة على الفرع الشرقى للنيل » بأن هناك اقتراح بإنشاء ميناء على فرع النيل الشرقى ما بين مصب النهر ومدينة دمياط ، إنه لا يوجد لديه أى معلومات كافية

عن الموقع المقترح للميناء ، وإنه لم يتوقع أن يطلب منه دراسة موقع الميناء أو تخطيطها بل كل ما هو مطلوب منه هو مجرد إبداء الرأى فى اقتراح إقامة حاجزين يقترحهما المسئولون فى مصلحة الموانى والمنائر ليكونا مدخلاً من البحر إلى النهر . وأن المدخل المقترح سيكون بعرض ٣٠٠ متراً وبعمق ٦ متر ، وفى ذلك الوقت (أى أغسطس سنة ١٩٦٠) فإن عرض مدخل النهر عند رأس البر أقل من ٣٠٠ متراً . وبما أن الجسر الأيسر للنهر قد ثبت فإن أى تعديل سيكون بتغيير الشاطىء الأيمن للنهر . وأما الحاجزين المقترحين فسيكونان على بعد ثابت وذلك بالنسبة لجسرى النيل الثابتين وسيكون الحاجزين منحنيين إلى الجهة الغربية بنصف قطر تدره ٢٠٠٠ متراً على أن يكون أحد الحاجزين مماساً لمنحنى المدخل المقترح ، وأن يكون الماس الآخر هو الخط الذى يصنع مع محور الشمال المار بفناء دمياط ١٥ أو ٢٠ درجة بعكس اتجاه الساعة ، ويمتد الحاجزان إلى عمق ٦ أمتار على أن تطهر قناة المدخل إلى عمق ٦ أمتار أيضاً .

وذكر بعد ذلك — أنه لتحسين مدخل النهر يجب أن يعتمد على عوامل ودراسات كثيرة لتفضيل أحسن الأوضاع وأهم هذه العوامل هى :

(ا) يجب أن يمتد الحاجزين إلى المياه العميقة نسبياً وبأقل طول ممكن .

(ب) فى بعض الأحوال يكون استعمال حاجزين متوازيين لحفظ العمق كافياً فى القناة وذلك :

أولا — بالاعتماد على قوة تيار النهر لا تحركات المد والجزر لنقل الرواسب .

ثانياً — يجب أن يحصر منشأ الحاجزين مياه النهر تماماً .

ثالثاً — يجب أن يمتد الحاجزين إلى المياه العميقة .

وتكلم بعد ذلك على قوة التيارات وأمواج المد والجزر وأبدى رأيه فى تأثيرها مع وجوب التحقق من دراسة هذه الظواهر الطبيعية .

وقد قابلت الخبير الأمريكى الأستاذ بريست ، وبعد مناقشة بعض النقاط الخاصة بموضوع الميناء ، ذكر أنه يجب إتمام هذه الدراسات قبل البت فى الحل المناسب لهذه الميناء ، ويؤخذ فى الاعتبار طبيعة التربة وتكوينها وثباتها ، وقد انتقد الخبير الأمريكى الحاجزين المقترحين ، وأشار إلى إجراء إختبارات ودراسات على نموذج فى المعمل . وأشار أيضاً إلى العوامل الكثيرة التى ستؤثر على الحاجزين وخصوصاً الفرق بين تيارات الفيضان ، وباقى السنة ، والتيارات الساحلية وما تحمله من رمال تترسب جميعها عند فتحة النهر .

ثانيا — الخبير الهولندى مستر واسنج :

ذكر فى تقريره لدراسة بعض مشاكل البحيرات ، ومشاكل الشاطىء عند دلتا النهر ، وقال عن المشكلة رقم ٥ « إمكان عمل ميناء داخلى عند دمياط » الآتى :

أقر الخبير أن يعمل ممر مائى داخلى متسع يصل كل من بور سعيد ودمياط عن طريق بحيرة المنزلة والطرق البحرية المؤدية لها ، واستغلال مأخذ ترعة بحيرة المنزلة فى ذلك ، وذكر أن العلاقة بين ميناء بور سعيد ومدينة دمياط ستزداد إزدهاراً خلال هذه القناة الملاحية التى ستكون بطول ٦٠ كيلو متراً وبعمق ١٠ أمتار وبعرض ١٥ متراً للقاع . ذكر أيضاً أن دمياط كانت متصلة فى الماضى بالبحر الأبيض ولكن لوجود كمية كبيرة من الطمى المترسب عند تقابل النيل بالبحر ، صار المدخل ضحل تدريجياً حتى سنة ١٩١٢ حيث أغلق البوغاز تماماً . وذلك نتيجة عاصفة شديدة ساعدت على تكوين السد الغاطس المعروف بـ Bar . واستنتج من شكل مدخل فرع دمياط كما كان فى يوليو سنة ١٩١٢ . أن تآكل شاطىء رأس البر كان مصحوباً بضحول مصب النهر ، وعلل سبب هذه الظاهرة إن شبه جزيرة رأس البر كان يعمل كحاجز أمواج للمدخل ، وكان خلفه مجرى عميق يساعد على تعميقه جريان مياه النيل باستمرار إلى البحر وكانت تعمل ضد فعل الأمواج التى تسببت بعد وقف جريان المياه الدائم فى سد مصب النهر

بسدود رملية ، ويستنبط من ذلك أنه لبقاء المجرى عميقاً يجب صيانة وحفظ حاجز الأمواج الغربى هذا . (يقصد مثلث رأس البر) واعتمد فى رأيه على خرطة الادميرالية البريطانية رقم ٢٦٣٠ والمعدلة سنة ١٩٥٩ والتفاصيل الأخرى بالخرطة رقم ٣٥٧٦ للأدميرالية البريطانية .

ثم أوضح الخبير رأيه فى تحسين الممر الحالى أى مصب النهر إلى ميناء دمياط الحالى ، وذلك بحفظ بوغاز ملاحى عمقه ستة أمتار وذلك بعمل تطهيرات ضخمة ومستمرة .

واقترح الخبير بعد ذلك أنه يجب توصيل الميناء الحالى إلى عمق كاف فى البحر (حوالى ٣ فيذم أى حوالى ٥ر٧ متراً) ، وذلك :

أولاً — لتحسين المجرى الحالى حتى هذا العمق .

ثانياً — أو شق قناة من الشاطىء الغربى لفرع النيل بين البحر والنهر .

ثالثاً — أو شق قناة من الشاطىء الشرقى لفرع النيل بين البحر والنهر .

وقد فضل الحل الثانى عن الحلين الآخرين ، علماً بأن الحل الأول يكون أحسن الحلول بالنسبة للتخلص من طمى النيل المترسب عند تقابل مياه النيل بمياه البحر ، وبذلك يكون الترسيب فى الأعماق الكبيرة التى يصل إليها الحاجزين وبذلك لا تؤثر على عمق البوغاز ، ولكن ، لأن المنطقة غير محمية طبيعياً ومكشوفة ، فإن الدخول إلى الميناء خلال الممر المائى بين الحاجزين يكون من الصعوبة بمكان ، إلا إذا أمكن التغلب على هذه الصعاب (يعمل الممر متسعاً إتساعاً كافياً وصيانة العمق اللازم بالتطهير المستمر) فبذلك يمكن إنشاء الميناء بالقرب من مدينة دمياط بدلاً من وجودها عند المدخل ، وأشار الخبير إلى ضرورة عمل دراسة على نموذج مصغر فى المعمل حتى يمكن استنباط أحسن الحلول بالنسبة لمدخل الميناء واتجاه وميل الحاجزين بالنسبة للشاطىء .

ثالثا — رأى خبير الامم المتحدة مستر بوهــدان فاجاروسكى :

« تقرير إبتدائى عن مشروع ميناء دمياط والتكاليف المبدئية للمشروع » وقد تكلم مستر بوهدان عن فوائد الميناء بالنسبة للبلاد المحيطة بها ، وبذلك يكون قد أضيف منفذ آخر رئيسى إلى البحر الأبيض المتوسط للجمهورية . وأيضاً يخفف الضغط على ميناء الأسكندرية ، ولو أن إنشاء ميناء جديد يحتاج إلى جهد فنى ومصاريف باهظة حتى تكون الميناء مستعدة علاوة على المنشآت والأحواض والأرصفة اللازمة ، والتى يجب أن تكون على أحدث النظم ومجهزة بأحدث المعدات الخاصة للارشاد وللسحب والرسو والانتظار وأيضاً تزويد الميناء بالمخازن والجمارك والحجر الصحى ومكاتب شركات الملاحة والتأمين البحرى والخدمات البحرية وشركات النقل والتفريغ وفروع شركات التصدير والاستيراد ..الخ . هـذا علاوة على تجهيز الميناء بورش حديثة للصيانة وإصلاح السفن التى تلجأ للميناء فى حالات العطب .

اقترح بعد ذلك حلين لموقع الميناء ، وهما ما أشار إليه الخبراء بعمل ميناء على النيل مباشرة وقد ذكر أن هذا الحل صعب الإنشاء والصيانة وكثير التكاليف ، أما الحل الثانى فهو عمل ميناء داخلى يبعد ٢ كيلو عن البحر وواحد كيلو متر عن النهر وبطول لا يقل عن كيلو متر ونصف ، وذكر فى تقريره صراحة أن أغلى جزء وأصعب جزء والذى يجب أن يصمم بعناية هو القناة الملاحية الداخلية . وأيضاً حاجزى الأمواج للمدخل ، واقترح أن يكون عرض القناة الداخلية ٥٠ متراً وبميول جانبية ٣ : ١ ، ٤ : ١ وبعرض عند سطح المياه لا يقل عن ١٣٠ متراً . وذكر أن منسوب الأرض الطبيعية حول الميناء وعلى جسور الترعة لا تقل عن ٥٠ر١ متراً فوق سطح الماء .

وأما عن تكاليف المشروع فقد ذكر مبدئياً كميات ومواصفات الإنشاء واستنتج أن المشروع يتكلف حوالى ٧ مليون جنيهاً ولا يدخل ضمن هـذا ثمن الأرض اللازمة للميناء والطرق المؤدية لها والسكك الحديدية وخلافه .

وذكر أن الميناء يجب أن تصان باستمرار ، واقترح أن تزود الميناء بأوناش خاصة وكراكات ذات الكباش وكراكات شافطة وخلافه حتى يمكن استمرار الخدمة التابعة للمراكب بالميناء .

وبتحليل نتائج ما كتبه الخبراء ما يأتى :

(ا) إن هذه التقارير وضعت بدون عمل أى دراسة وكلها تقارير مبدئية تحتاج إلى دراسات وافية لتحديد الغرض وقد ذكر ذلك صراحة بعضها .

(ب) كان اتجاه بعضها لعمل ميناء صيد أو ميناء صغير حدد بعمق ٦ أمتار وهذا لا يكفى إطلاقاً لميناء حديث تخدم جميع أنواع المراكب السائدة فى البحر الأبيض المتوسط .

(حـ) لم يعالج الخبراء الثلاثة إرتباط موضوع حماية رأس البر وعلاقتها بالميناء ، إلا رأى الخبير الهولندى الذى أشار إلى حماية رأس البر ، وقرر عمل دراسات بالمعمل ودراسات على الطبيعة حتى يمكن وقاية الشاطىء من النحر السنوى والذى قدره بطول ١٨٠٠ متراً من سنة ١٩٠٢ حتى سنة ١٩٦٠ وبمعدل ٣٠ متراً سنوياً .

(د) يجب أن تعمل حواجز الأمواج إلى عمق ١١ متراً على الأقل ، وعند هذا العمق يقل التأثير الديناميكى للأمواج على الحواجز ، ويصل تأثير الصدمة الديناميكى إلى حوالى ٥ ٪ من الضغط عند سطح المياه ، وبذلك لايؤثر هذا الضغط على أساس الحاجز ، ونضمن سلامته وأيضاً نضمن عدم تحرك الرمال مسببة النحر أمام الحاجز ، وبذلك يمتنع الهبوط أمام الحاجز .

(هـ) اقترح الخبراء الأوائل عمل حواجز بنصف قطر ٢٠٠٠ متراً مائلة إلى الغرب بزاوية قدرها ١٥° مع الشمال حتى يكون الممر عمودى على اتجاه التيار الساحلى ، وبالطبع سوف يسبب هذا التخطيط بعض الرسوب أمام المدخل للرمال المتنقلة من الغرب إلى الشرق مع التيار ، وأحسن اتجاه لمدخل الميناء يجب أن يكون عكس الإتجاه السائد للتيارات ، وبعيداً عن مناطق الأطماء ، أى مائلاً إلى جهة الشرق ، وقد يسبب طول هـذا الحاجز إلى الشمال الغربى بعض الطماء عند تلاقى الحاجز مع الشاطىء غرباً (Stagnation Pt.) ولـكن أيضاً سيعكس التيار مسبباً بذلك تيارات دائرية قد تسبب نحراً شرق هذا الحاجز بمسافة ما حسب قوة التيار ، وبذلك سوف يزداد النحر ويشتد قرب قاعدة الحاجز عند اتصالها بالشاطىء .

(و) يجب أن تكون الحواجز فى اتجاه رأسى ما أمكن ويقل بها المنحنيات ما أمكن ومن دراسة الخرائط الـكنتورية الموجودة الآن والتى تطبعها الادميرالية البريطانية . يتضح أن المنطقة التى أمام المصب مباشرة يبعد خط كنتور (ــ ١٠) منها حوالى ٦ كيلو مترات ، فى حين أن خط كنتور (ــ ١٠) يبعد حوالى ١٫٥ كيلو متراً عمودى على الشاطىء عند نقطة تبعد حوالى ٥ كيلو متراً غرب رأس البر وذلك من تأثير تقابل مياه الفيضان مع البحر مسبباً رسوب كميات كبيرة من الطمى سنوياً أمام المصب .

(ز) إن إنشاء الميناء على النهر أو حتى على قناة داخلية بطول حوالى ٥ كيلو متر أو أكثر . يسبب تعرض الملاحة للخطر ، خصوصاً فى الأيام العاصفة ، وأيضاً لاتنسى تكاليف الصيانة الدائمة من تطهيرات وخلافه للقناة أو فرع النهر الذى سيتعرض سنوياً للأطماء أثناء الفيضان أو السد بواسطة العواصف أو زحف الرمال والطين المكونة للجسور ، هذا علاوة على صعوبة دخول المراكب الـكبيرة الحجم واحتياجها لقطاع قناة لا يقل عرضه عن ١٠٠ متراً عند القاع وحوالى ١٨٠ متراً عند السطح .

(ح) ذكر أيضاً أن المسافة بين الحواجز تكون من ١٠٠ أو ١٢٥ متراً ، قد يكون هـذا العرض مناسباً الآن نظراً لـكبر حجم البواخر ، وزيادة حجم البضائع . وبذلك يكون هذا الاقتراح غير مناسب الآن ، ويجب أن يؤخذ فى الاعتبار حجم أكبر البواخر السائدة فى البحر الأبيض .

(ط) يجب إنشاء هويس عند إتصال القناة بالنهر حتى لا تندفع مياه النيل داخل القناة خصوصاً وقت الفيضان مسببة النحر أمام أو خلف الهويس وذلك لأن المسافة بين مأخذ الترعة والبحر أقل بكثير من المسافة بين المأخذ ومصب النهر ، فتكون سرعة المياه فى القناة أكثر وقت الفيضان من سرعة المياه فى النهر الطبيعى ، مسببة بذلك نحر وأيضاً إتساع قطاع الترعة ، وأيضاً من أهم العوائق رسوب الطمى

قرب النهاية عند تقابل المياه بالبحر أى عند مدخل القناة علماً بأن العمق المقترح هو ٦ أمتار وهو غير كاف إطلاقاً للملاحة .

(ى) اتخذت التقارير الثلاثة فى ضرورة عمل تجارب على نموذج لتحديد تحسن اتجاه المدخل وأيضاً أقلها عرضة للأخطاء عند المدخل ، وأيضاً دراسة مشكلة رأس البر وصيانتها ، ويجب جمع المعلومات اللازمة حتى تكون كل البيانات المطلوبة واضحة . كما سيأتى ذكره فيما بعد .

وفى رأيى أن دراسة النموذج هامة وواجبة بل إنها تعطى وتساعد على إيجاد التصميم الصحيح للميناء ، وتلافى بعض الأخطاء التى قد ترتكب فى إنشاء الميناء على أساس الخبرة السابقة فقط وما سبق عمله فى الموانى الأخرى ، وأقول هنا أن لكل شاطىء وكل ميناء فى العالم طابع خاص وظروف خاصة بتصميمها ، وقد يكون بناء حائط بشكل وطول معين لا يصلح إطلاقاً للميناء الآخر المماثل له فى الشكل ويختلف عنه فى بعض الظواهر الطبيعية المؤثرة عليه مثل الرياح والتيارات الغاطسة وخلافه .

وعمل النموذج سيحدد تأثير الحواجز على مدينة رأس البر وهى تعتبر من المصايف الرئيسية للجمهورية ، واتجاه وتأثير التيارات العكسية التى قد تتولد من بروز الحواجز داخل البحر غرب رأس البر ، وما قد يسببه من زيادة نحر الشاطىء .

وبذلك فإن النموذج سيوضح لنا نقاط كثيرة ويحل لنا موضوعات ايدروليكية متعلقة بالميناء لا يمكن حلها نظرياً إلا بعد إجراء مثل هذه التجارب فى المعمل .

ثانيا — اختيار موقع الميناء وأسبابه الاقتصادية والفنية :

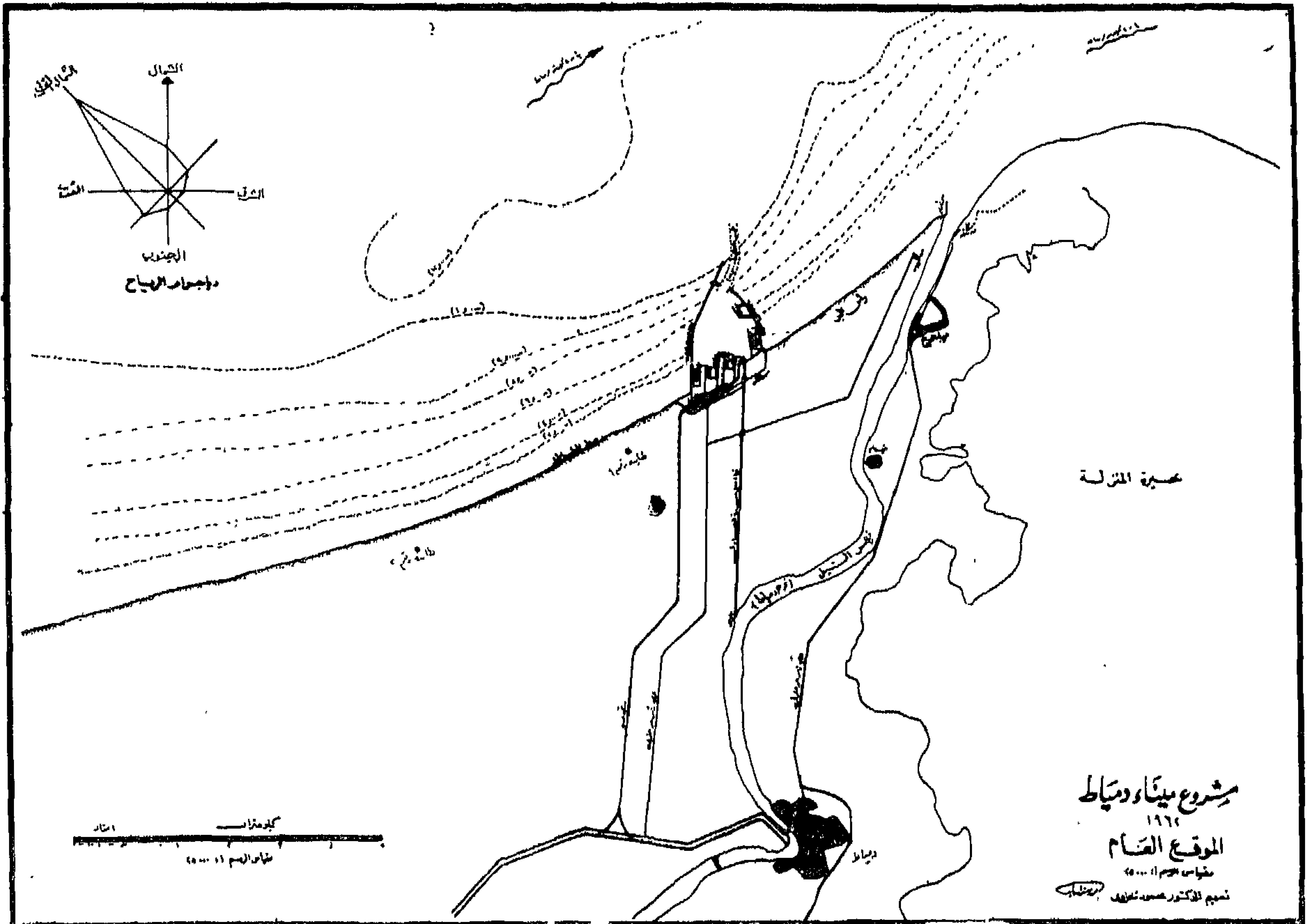
قطعاً أن ميناء دمياط سيكون المنفذ الثالث للجمهورية العربية المتحدة على البحر الأبيض المتوسط ، وهى تقع شمال منطقة صناعية زراعية ضخمة تحتاج إلى هذا المرفأ لاستيراد الخامات والآلات ، وتصدير المنتجات ، إذ أنه مازال أساس الصناعة واحتياجات الزراعة تستورد لها عن طريق ميناء الاسكندرية وقليل منها عن طريق ميناء بور سعيد .

وبإنشاء الميناء سيخفف العبء على ميناء الاسكندرية التى تستوعب الآن حوالى ٨٠٪ من مجموع صادرات وواردات البلاد .

وهناك نقطة هامة ، ألا وهى البترول ومشتقاته ، فإن جميع المواد البترولية اللازمة لتوليد القوى الكهربائية للمصانع فى هـذه المنطقة وأيضاً اللازمة لمحطات الصرف المنتشرة فى شمال الدلتا تأتى لها إما من الاسكندرية أو السويس عن طريق القاهرة فى حين إنه بعد إنشاء ميناء دمياط يصير توصيل البترول القادم من السويس عن طريق البحر إلى ميناء دمياط أقرب بكثير منه إلى الاسكندرية ، ويكون نقله بواسطة المواسير من دمياط إلى المصانع ومحطة طلخا الكهربائية أقرب بكثير جداً منه الآن .

وقد تم فعلاً إنشاء خط مواسير ومحطات رفع وتسخين البترول من الاسكندرية إلى طنطا ومنها إلى المحلة وطلخا بطول ١٤٥ كيلو متراً تقريباً ، فى حين إن المسافة من دمياط إلى المحلة وطلخا لا تزيد عن ٥٠ كيلو متراً ، وسوف لا يستدعى ذلك تعدية النيل اللهم إلا بعض التعديات الواجبة عند الترع الكبرى الموجودة حالياً ، والمنشأ عليها كبارى عديدة سوف تستعمل دعاماتها فى حمل البدالات والمواسير اللازمة لنقل البترول ومشتقاته ، وبذلك تقل نفقات النقل فتقل تبعاً لها تكاليف الإنتاج ، أنظر (شكل رقم ٢) .

ومن المسلم به أن وجود ميناء دمياط سيحقق أيضاً وجود مركز جديد لحماية شواطئنا الشمالية وذلك بإنشاء حوض للقطع الحربية (ميناء حربى) يزيد من حماية شواطئنا وانتشار قواتنا على طول الشاطىء وأيضاً ستكون الميناء الجديد موضع أمان وحماية البواخر المارة لشرق البحر الأبيض ، من أخطار العواصف التى قد تعطل السفن قبل الوصول إلى ميناء بور سعيد وخاصة إذا أحسن إختيار موقعها على البحر مما يسهل الدخول والخروج إليها ، واللجوء إليها وقت العواصف ، وتقل أيضاً نفقات الإرشاد والصيانة . أما بالنسبة لإختيار موقع الميناء بالقرب من مدينة دمياط (ميناء داخلى) ، وذلك بحفر أحواض الميناء شمالى دمياط ،

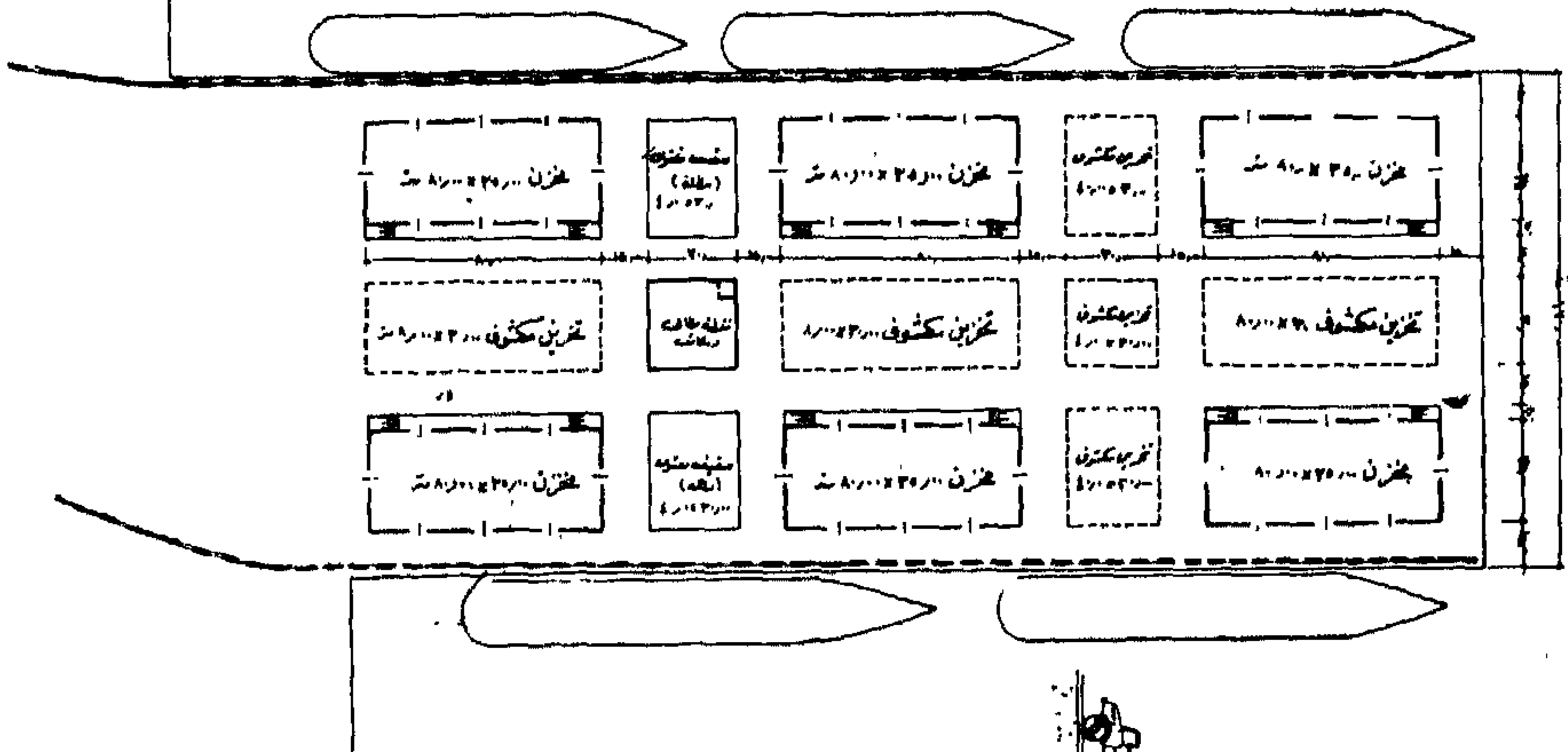


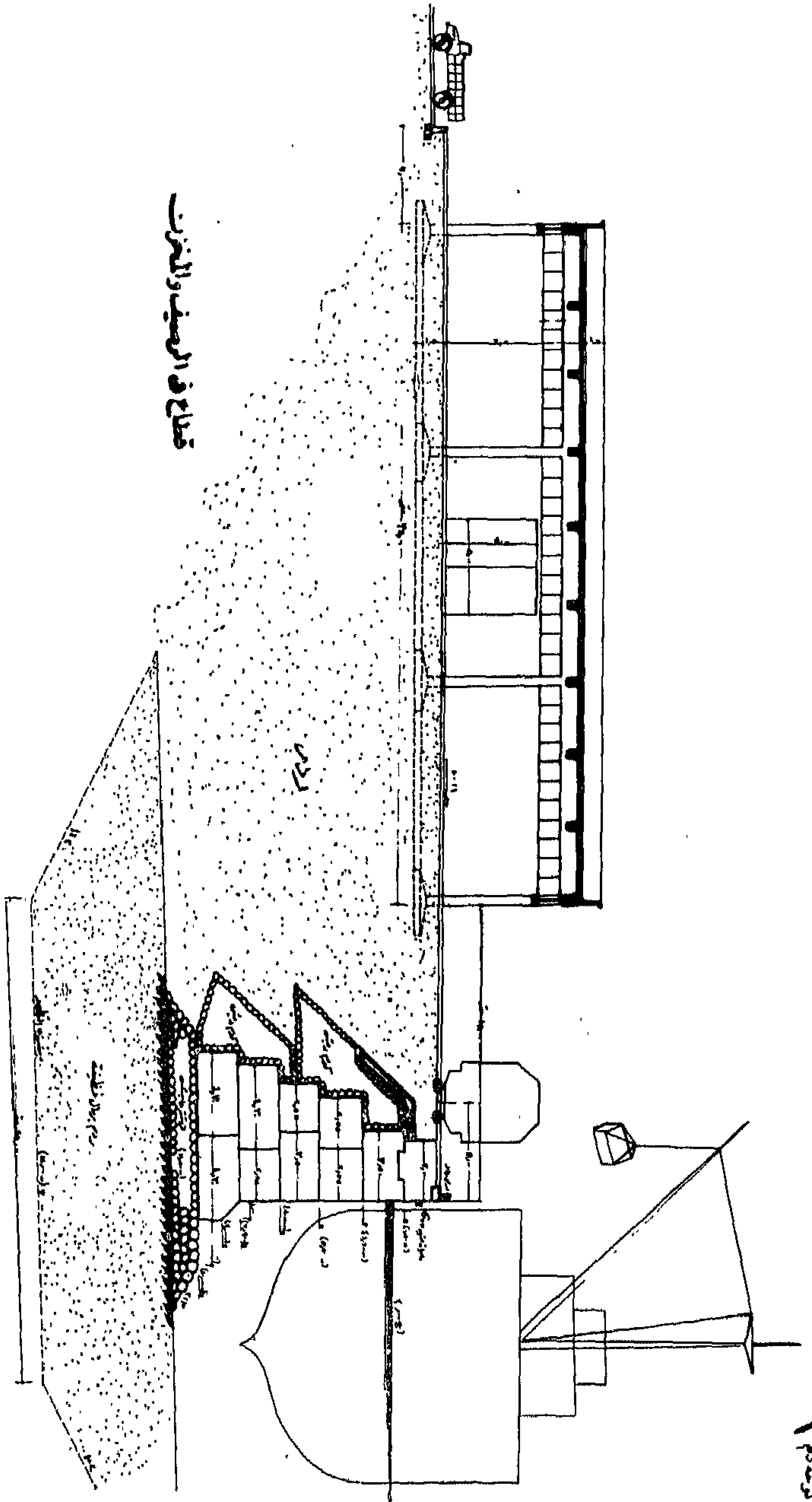
(شكل رقم ٢)

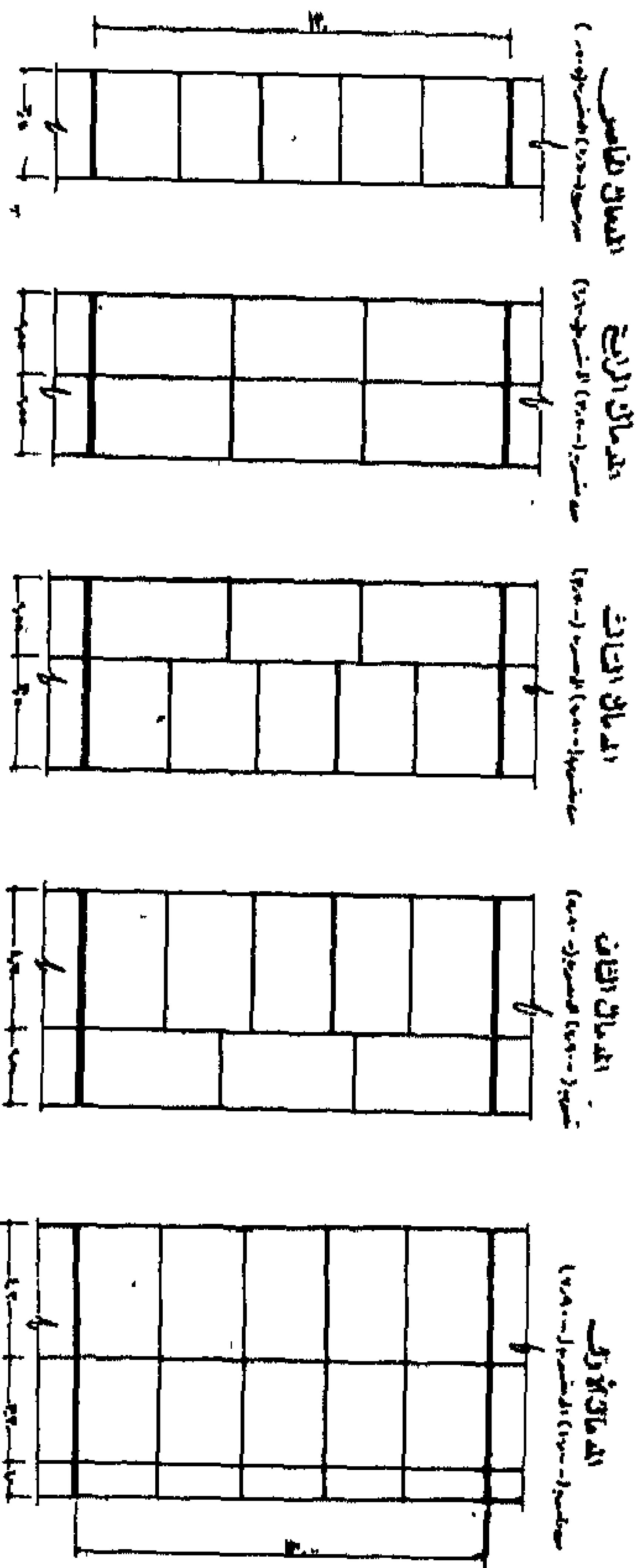
فهناك نقطة يجب ذكرها وهى ثمن الأرض التى تشغلها الميناء الداخلى والقناة الكبرى ساحة الدوران والأحواض اللازمة لها . والتى لايقل ثمنها بأى حال عن ٥٠٠,٠٠٠ جنيه من الأراضى الزراعية وأراضى البناء . وأيضاً ثمن المنشآت الداخلية والعدايات اللازمة فوق القناة للوصول إلى مصيف رأس البر من الغرب . فضلا عن ذلك عزل منطقة رأس البر بأكملها من الغرب إذا تم عمل الميناء داخلياً . ولاننسى صعوبة عمل اتساع فى الميناء مستقبلا إلا بتكاليف باهظة للحفر والتطهيرات الدائمة للقناة وأحواض الميناء علاوة على ثمن الأراضى .

ومن النقاط الأخرى التى تعزز وجود الميناء على البحر هى الحماية الجمركية والسور الجمركى وذلك إن وجود الميناء بالداخل يستلزم بنـاء سور حول الميناء من جميع الجهات يتكلف مبالغ كبيره وقد تعترض الميناء مستقبلا الاتساع المنتظر لمدينـة دمياط من جهة الغرب والشمال الغربى . يتضح مما سبق أن إنشاء الميناء قرب الشاطىء له عدة مزايا منها أن الميناء ستكون فى أراض خالية الآن قرب الشاطىء وبعضها أوطى من منسوب سطح الأرض وبذلك ستقل مصاريف الحفر والتطهيرات إلى أقل من الربع وأيضاً سوف لا تزاحم اتساع المدينة من الغرب وسوف لا تعزل منطقة رأس البر إطلاقا بل ستكون بعيدة عن حدود اتساع المصيف بحوالى ٥ كيلو مترات . وإننا نرى جميع الموانى فى العالم تقريباً بل وميناء الاسكندرية قبل فتح شارع النصر ، كانت تبعد عن وسط المدينة بحوالى ٥ كيلو مترات . بل هناك أحواض مثل رصيف القبارى والصوامع يبعد عن وسط المدينة حوالى ٨ كيلو مترات تقريباً .

وفضلا عن كل ما سبق من مميزات فإن المسافة بين المدينة والميناء البحرى ستستغل فى إقامة المصانع اللازمة للميناء والتى تشجع وجود الميناء على إقامتها مثل مصانع بناء السفن وإصلاحها







ومصانع الشباك والغزل ومصانع الأسماك المحفوظة ومستودعات البترول ومعامل تكريره ومصانع للموبليا وخلافه ، بدلا من تكدس بعضها داخل المدينة الآن .

وبذلك فإن موقع الميناء على شاطىء البحر وقربه من المياه العميقة سيكون أفضل بكثير من إنشائه بالداخل . فضلاً عن وجوب إنشاء ميناء صيد وميناء حربى عند الشاطىء أو قريبين إلى البحر . مما يسهل حركة الدخول والخروج لهما فى كل الأوقات وكل الأجواء . وهذه من الشروط الأساسية لكل من الميناءين الحربى وميناء الصيد .

أما بخصوص الاتساع مستقبلا فسيكون ذلك من جهة الغرب دائماً وذلك باستقطاع جزء من مياه البحر وحصرها واستخدام جزء من الأراضى البور الغير مستغلة بجوار الشاطىء فتقل بذلك تكاليف الإنشاء والاتساع مستقبلا . وينعدم خطر مرور السفن الكبيرة فى قنوات ضيقة وقت اشتداد الرياح والعواصف وتقل مصاريف الصيانة والإرشاد حيث ستقل طول مسافة الإرشاد الداخلى الذى يحتاج إلى عناية ودراية واستعداد خاص لعملية الإرشاد . علاوة على زيادة تكاليف علامات الإرشاد ومنشآتها من فنارات وأضواء ليلاً وخلافه .

كل هذه الاعتبارات تجعل اختيار موقع الميناء على البحر أفضل بكثير من إنشائه داخلياً . وذلك باختيار موقع يبعد ٧ كيلو عن مدينة دمياط ويبعد حوالى ٩ كيلو مترات عن مصيف رأس البر .

وسوف تحفر ترعة مستقبلا بعد فتح الطريق الملاحى خلال قناطر أو سد فارسكور بحفر ترعة ملاحية للمراكب حمولة ١٠٠ طن (سيأتى الكلام عنها بعد) للمرور بها إلى الميناء حتى تقل نفقات النقل الداخلى وتساعد على الاتصال بداخل البلاد ولا تؤثر عليها مياه النيل بعد إتمام السد العالى . وسيكون طول هذه الترعة حوالى ٤ كيلو مترات وستكون هذه الترعة بدون هويس وذلك بعد إتمام السد العالى وسيعلو القناة الداخلية كوبرى علوى إلى رأس البر .

ثالثاً ـ تأثير تغيير اتجاه الخطوط الملاحية الى الميناء الجديد :

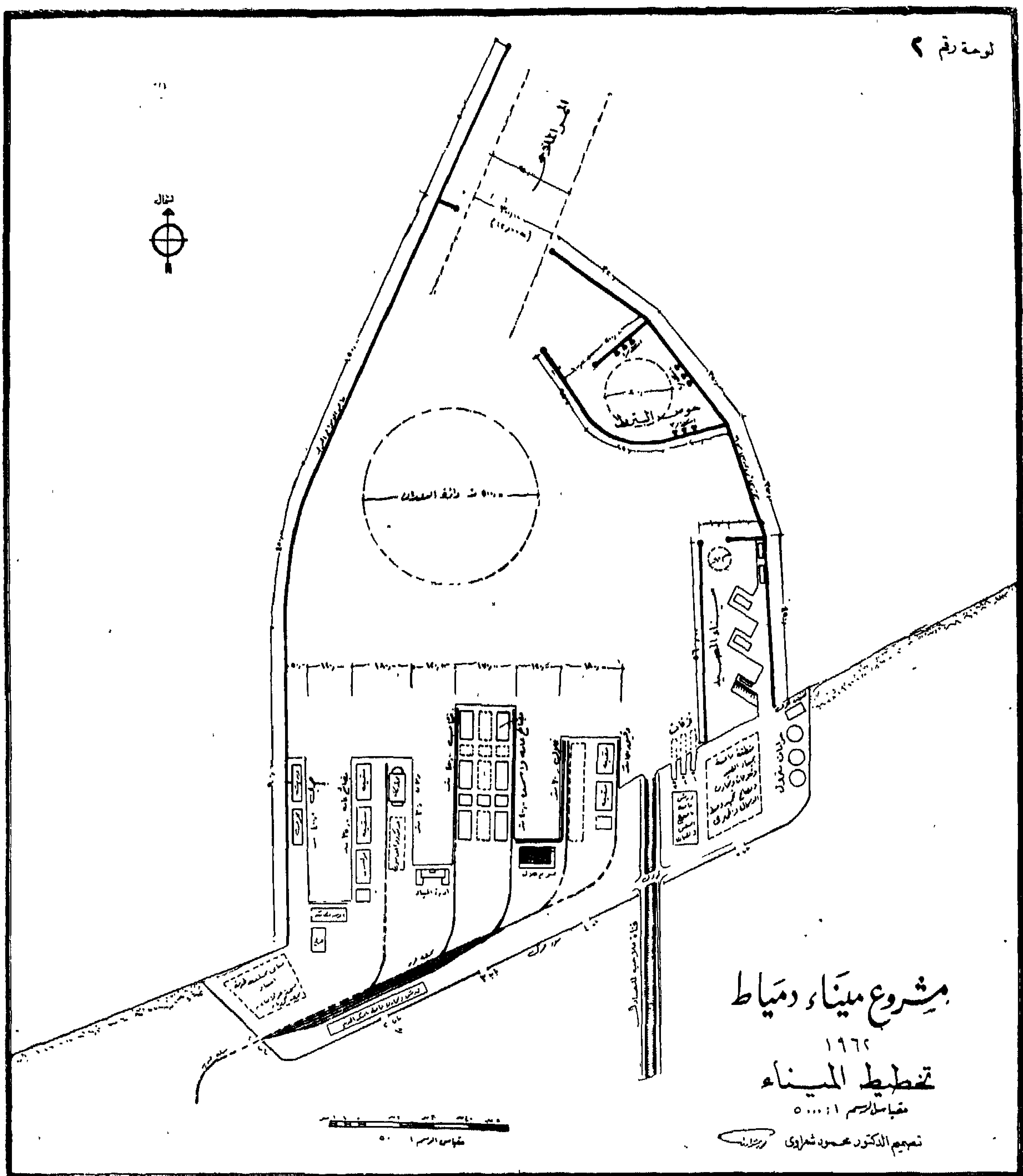
نظراً لثبات الخطوط الملاحية العالمية فى البحر الأبيض المتوسط نجد من الصعب جداً الآن إجتذاب السفن إلى الميناء الجديد بدمياط لكن بعد إعطاء المميزات الخاصة والحديثة للميناء الجديد ، وخصوصاً طريقة التحميل والتفريغ والتى مازالت غير عملية فى ميناء الاسكندرية . علاوة على ارتفاع ثمنها . وذلك لأن أكثر من ٦٠٪ من البضائع تشحن وتفرغ بالأيدى العاملة . علاوة على أنها تحتاج أيضاً لوقت طويل جداً فى عملية التحميل والتفريغ . لذلك يجب تزويد الميناء الجديد بالأوناش الكبيرة والحديثة والأحزمة الأخرى الناقلة Belt convoyers لجميع أنواع البضائع وأيضاً بالمخازن والأحواض الخاصة Special Warehouses & Berths تعتبر من أهم مايمكن أن تزود به الميناء وأيضاً الصوامع الحديثة والثلاجات . . . الخ . وبذلك تقل تكاليف الشحن والتفريغ نظراً لقرب الميناء من منطقة الاستغلال بشرق الدلتا وشرق فرع دمياط وجنوب دمياط حيث توجد حالياً المراكز الصناعية والزراعية الكثيرة .

هذا بخلاف تزويد الميناء بترسانة بحرية مناسبة وورش إصلاح حديثة المعدات . مزودة بقزقات للاصلاح وخلافه .

وأيضاً نعلم الآن ازدحام ميناء الأسكندرية وتكدس البضائع به مما يشل حركة العمل بها فى بعض الأوقات وبذلك يمكن تحويل أغلب الصادرات والواردات التى تأتى من شرق البحر الأبيض ومن الجنوب خلال قناة السويس إلى الميناء الجديد فتحول إليها الخطوط العالمية المنتظمة فى شرق البحر الأبيض المتوسط بين كل من الجمهورية العربية المتحدة واليونان وقبرص ولبنان وتركيا والاتحاد السوفييتى . . . الخ . وبذلك يخف الضغط على ميناء الاسكندرية كثيراً .

وهناك سؤال تبادر فعلا إلى الأذهان ولم يجاوب عليه للآن صراحة .

وهو ((هل من الاوفق توسيع ميناء الاسكندرية . أو ميناء بورسعيد التى تبعد مسافة ٤٥ كيلو متر شرق دمياط والتى مازالت ميناء من الدرجة الثانية . أو انشاء ميناء دمياط الجديد)) .



(لوحـــة رقم ٢)

والجواب على هـذا إنه من الخطأ تركيز عملية شحن وتفريغ ٨٠٪ من صادرات وواردات الاقليم من ميناء واحد وهو الاسكندرية بل يجب التفكير حالا فى ايجاد منفذاً آخر على البحر الأبيض المتوسط وقريب من مراكز الاستغلال الزراعى والصناعى فى شرق الإقليم وتكون الطرق البرية والسكك الحديدية قريبة . وأيضاً مزوداً بالنقل المائى الداخلى الذى يعتبر أرخص أنواع النقل قاطبة .

ويجرى الآن تطوير وتحسين ميناء بور سعيد وتزويدها

بأرصفة عميقة وبناء ترسانة بحرية ضخمة وبذلك تزدهر فيها صناعة بناء السفن كما زودت بحوض عائم للاصلاح . كل هذا سيرغب فعلا فى استعمال الميناء واجتذاب بعض الأعمال من ميناء الأسكندرية خصوصاً وأنها تقع مباشرة على الخط العالمى من الشرق إلى الغرب المار بقناة السويس .

ولكن نظراً لبعدها عن المراكز الصناعية الداخلية فى شرق البلاد وصعوبة النقل الداخلى إليها وخصوصاً النقل المائى . اللهم إلا الممر الملاحى المحدود خلال ترعة الاسماعيلية وإلى مدينة الاسماعيلية فقط والذى لا يمكن استعماله الآن لتعارض طريقة النقل المائى مع النقل الحالى بقناة السويس .

بناء عليه يجب التفكير فى ميناء دمياط حتى تكون بمثابة المنفذ الثانى للبلاد على البحر الأبيض وخصوصاً بعد تحسين طرق النقل إليها . وتجهيزها بكل الوسائل الحديثة للشحن والتفريغ والارشاد والملاحة على أحدث النظم المستعملة فى موانى العالم الحديثة . ولا تنسى أيضاً تزويد الميناء بالمخازن المغلقة والمحددة لإستقبال وتصدير البضائع والمواد الخام كالفحم والفوسفات والأسمدة والتى يجب تحديد مساحات محددة لتشوينها بعيدة عن باقى الأرصفه وذلك بتفادى الأخطار السابقة التى اتبعت فى الموانى الأخرى والتى تسبب الأضرار الجسيمة والتى أملتها الحاجة والظروف وعـــدم وجود ميناء أخرى .

وعمليـة التخصيص وسهولة الوسائل الخاصة بالنقل والخدمة ستشجع البواخر الـكبرى Semi Cargo التى تنقل البضائع من وإلى الاقليم والتى تخصص جزء من حمولتها فقط لنقل البضائع من استعمال الميناء واللجوء إليها . أما بخصوص شحن المراكب كاملة الحمولة بالبضائع المخصصة للميناء ومنها ، فسوف يقلل نفقات الشحن . ويجب عمل نظام وترتيب ورسوم ومعاملة خاصة لأنصاف وأجزاء الحمولة . والتى تتكلف كثيراً حين تدخل الميناء لشحن أو تفريغ جزء يسير من حمولتها .

لذلك فإن الحد من النفقات داخل الميناء والخدمة السريعة والممتازة سوف يرغب فى تحويل الخطوط الملاحية إلى الميناء الجديد . وخصوصاً عند زيادة الإنتاج الصناعى والزراعى للمنطقة مما يستدعى السفن إلى الحضور للميناء للشحن والتفريغ أحمالها كاملة أو بعضها .

ومن وسائل الترغيب فى الميناء الجديد هى تخصيص بعض الواردات أو الصادرات خلالها . والحد منها أو تقليلها فى ميناء الأسكندرية . فعلى سبيل المثال نجد ميناء الأسكندرية الآن تختص بالقطن والبصل والغلال وأيضاً الفوسفات . فى حين أنه يمكن تصدير أغلب إنتاج الأرز والفوسفات خلال ميناء دمياط . وبذلك يمكن للميناء الجديد بعد إتمامه وتزويده بكل المستلزمات الحديثة أن يستوعب على الأقل ٤٠٪ من صادرات وواردات الاقليم وأيضاً الأخشاب فمن الممكن تحويل أغلبها إلى ميناء دمياط خصوصاً الـكميات التى ترد من شرق أوربا وشرق البحر الأبيض المتوسط وكذلك بعض الغزل والمنسوجات يمكن تصديرها من الميناء الجديد لقربها من مركز صناعتها . وبإنشاء الميناء ستزدهر وتنمو صناعات أخرى فى شرق الدلتا مما تخفف من تركيز الصناعات الـكبرى الآن بمنطقة الاسكندرية وما حولها .

كما ذكرنا سابقاً مسألة البترول ومنتجاته ، فإن البترول الذى تنتجه الحقول الموجودة فى جنوب وشرق السويس سوف ينقل إلى دمياط الجديدة لتغذية جميع المناطق الصناعية الموجودة بالمنطقة ، لقربها من ميناء الاسكندرية بالنسبة لمناطق الإنتاج والاستغلال . وذلك بعد مد خط أنابيب البترول من الميناء الجديد إلى المناطق الصناعية المنتشرة حول مدينة المنصورة والمحلة الـكبرى وزفتى وميت غمر ووصلها بالخط الواصل من الاسكندرية والذى سيتم تشغيله قريباً . وبذلك يمكن تغذية الخط من دمياط إلى الداخل جنوباً وبذلك تقل النفقات الخاصة بنقل المواد البترولية .

ومما يشجع أيضاً على اجتذاب الخطوط العالمية للميناء الجديد هو إنشاء منطقة حرة والتداول الحر بالميناء . فتكون

جميع التعاملات داخلها بالعملات الأجنبية الحرة وكذا عقد الصفقات والتبادل التجارى داخل الميناء مما يرفع قيمتها بين الموانى الأخرى .

أما من جهة ميناء الصيد ، فإن منطقة دمياط وما حولها فى أشد الإحتياج إلى ميناء صيد حديثة مزودة بكل وسائل الخدمة والثلاجات والطرق السريعة لنقل منتجات الصيد داخل البلاد . ومصانع تعبئة الأسماك وخلافه داخل المنطقة الحرة حتى يسهل تصريف المنتجات وعلاوة على وجود ميناء للصيد ببور سعيد . فهذا لا يتعارض إطلاقا مع إنشاء ميناء حديث آخر فى دمياط .لإزدهار وتحسين وإتساع هذه الصناعة بالبلاد.

ولا ننسى أن نذكر أن من العوامل الهامة لإزدهار الميناء هو فتح طريق الملاحة الداخلية ذات الاحتمال الكبير بوحدات تبلغ ١٠٠٠ طنا وذلك بإنشاء هويس أو قناطر على فرع دمياط . وتحسين هذا الخط الملاحى الداخلى بحيث يستوعب المراكب حتى حمولة ١٠٠٠ طن بدلا من ٣٠٠ طن المتبع الآن إلى ميناء الاسكندرية خلال ترعة المحمودية . وأيضاً إنشاء الترعة الملاحية من النيل شمال دمياط إلى الميناء الجديد بكبارى علوية وهويس كبير ٨٠×١٨ متراً وبذلك يمكن تحويل صادرات وواردات الاقاليم وخاصة الوجه القبلى إلى الميناء الجديد .

مما سبق شرحه نجد أن إنشاء ميناء جديد شمال مدينة دمياط من الضرورى جداً . وسيقوم بدوره فى إنعاش إقتصاديات البلاد . وهذا لا يتعارض إطلاقا مع إتساع ميناء بور سعيد .

رابعا — حجم التجارة وأنواعها المنتظرة بالميناء الجديد :

ويمكن استنتاج من الإحصاءات الخاصة بالصادرات والواردات وبالرجوع إلى تقرير اللجنة الإقتصادية التى اشتركت فى بحث اقتصاديات الميناء الجديد أنه يمكن تخصيص على الأقل ١ر٢٠٠ر٠٠٠ طنا سنوياً واردات خلال ميناء دمياط مثل (القمح والأسمدة والمواد البترولية والذرة والدقيق والدخان والمواد الدهنية والزيوت والجلود والأخشاب والآلات وخلافه . .) وأيضاً تخصيص ما لا يقل عن ٥٠٠ر٠٠٠ طن من الصادرات سنوياً خلال الميناء الجديد مثل (الأرز وغزل القطن والمنسوجات والموبليا والمصنوعات الجلدية والفوسفات والبطاطس وبعض مشتقات البترول وخلافه . .) .

أى أن الميناء سيخصها حوالى ١ر٧٠٠ر٠٠٠ طنا من الصادرات والواردات سنوياً وبذلك يخفف الضغط على ميناء الاسكندرية ويساعد على إنتشار الصناعات وتحسن وسائل إنتاجها وإزدهارها فى هذه المنطقة . مما سيزيد فعلا فى إقتصاديات البلاد . ومن الجدول الآتى يمكن توضيح ما يمكن تخصيصه لميناء دمياط من الواردات والصادرات حسب الإحصاءات الخاصة بسنة ١٩٦٠ .

الواردات :

نوع السلعة	الواردات للبلاد (بالطن)	ماسيخص ميناء دمياط (بالطن)
القمح	٥٣٨ر٠٠٠	٢٢٠ر٠٠٠
دقيق القمح	٥٢٦ر٠٠٠	٣٢٠ر٠٠٠
الذرة	٦٧ر٠٠٠	٢٥ر٠٠٠
الزيوت	٤٧ر٠٠٠	٣٥ر٠٠٠
الأسمدة	٥٠٠ر٠٠٠	٣٥٠ر٠٠٠
الجلود	٤ر٠٠٠	٢ر٠٠٠
الدخان	١١ر٠٠٠	٥ر٠٠٠
الأخشاب	٢٣٠ر٠٠٠	١٠٠ر٠٠٠
آلات وسلع أخرى	١٢٠ر٠٠٠	٥٠ر٠٠٠
مواد بترولية	حوالى ٥٠٠ر٠٠٠	٢٠٠ر٠٠٠

ملحوظة : هــذه الواردات ستخص استهلاك المنطقة الواقعة شرق الاقليم وشرق الدلتا والوجه القبلى .

المجموع = ١ر٢٠٧ر٠٠٠ طنا .

بالنسبة للصادرات :

أنواع السلعة	الصادر من البلاد (بالطن)	ماسيخص ميناء دمياط (بالطن)
الأرز	٣٠٠٫٠٠٠	٢٠٠٫٠٠٠
البصـــل	١٧٤٫٠٠٠	٥٠٫٠٠٠
الفوسفات	٦٠٫٠٠٠	٦٠٫٠٠٠
البطاطس	١٢٩٫٠٠٠	٦٠٫٠٠٠
الغزل والمنسوجات	حوالى —	١٦٫٠٠٠
مصنوعات جلدية	—	٢٫٠٠٠
أسمنت ومواد بناء	١٠٠٫٠٠٠	٥٠٫٠٠٠
موبيليات	—	٢٫٠٠٠
فول سودانى	—	١٠٫٠٠٠
مواد بترولية	—	٣٠٫٠٠٠
سلع أخرى	—	٥٠٫٠٠٠

ملاحظة :

هذه السلع من إنتاج شرق البلاد وشرق الدلتا والوجه القبلى ومجموعها ٥٠٠٫٠٠٠ طن .

ومن هذين الجدولين نجد أن إنشاء ميناء دمياط الجديد سيخفف الضغط على صادرات البلاد ووارداتها بحوالى ١٫٧٠٠٫٠٠٠ طن ، وهو ما لا يقل عن ربع الصادرات والواردات الآن . وبذلك سيساهم إن شاء الله فى زيادة حجم التجارة بيننا وبين البلاد الأخرى علاوة على تقليل نفقات النقل الداخلى الذى يزيد من أسعار السلع وذلك بالنسبة لشرق الدلتا وجنوب دمياط .

« البقية فى العدد القادم يناير ١٩٦٣ »

وجوه المدينة

بقلم وريشة الدكتور المهندس : سابا جورج شبر

« إن البناء واختطاط المنازل إنما هو من منازع الحضارة التي يدعو إليها الترف والدعة كما قدمناه وذلك متأخر عن البداوة ومنازعها ، وأيضاً فالمدن والأمصار ذات هياكل وأجرام عظيمة وبناء كبير وهي موضوعة للعموم لا للخصوص فتحتاج إلى اجتماع الأيدي وكثر التعاون »

ابن خلدون

هناك مثل صيني يقول « إن الصورة تساوي ألف كلمة » ولهذا السبب نقدم هنا مجموعة صور كروكيه رسمت بالحبر على الورق الأبيض لتبرز أشكال المدينة وخصائصها وفن العمران فيها . وقد استوحيت هذه الصورة من عدة أماكن في العالم . لقد بنى الانسان على مر التاريخ وفي جميع أنحاء العالم مدناً وعمارات بلغت في بعض الأحيان أوج الروعة والجمال وتخلفت في أحيان أخرى . ونحاول في هذه الرحلة التي نقوم بها خلال الصور عبر الزمن أن نكشف للقارىء عن غرائب المدينة ومبانيها .

« خير للمرء أن يكون أعمى من أن تكون له عينان لا يبصر بهما » وهذا مثل آخر جدير بالتمعن . إن دنيا المدن والعمران تزخر بالشيء الكثير وإنه لمن الحرمان أن لا يستطيع المرء أن يسهم ولو بالنظر في مظاهر الجمال الحقيقي فيها . . . إن المدينة قصيدة شعرية ذات ثلاثة أضلاع لم تكتب أبياتها بالكلمات ولكنها شيدت بالصخر والملاط .

المدينة هي كل شيء . هي الفن والتاريخ ، هي الشعر والاقتصاد ، هي الهندسة والنحت ، وهي الفن المعماري في ذاته وفي فروعه وفي فرديته . المدينة هي الناس والعواطف ، هي الحكومة والسياسة ، هي التجارة والثقافة وفيها تسجل قصة الانسان وظروفه وأحواله ، فهي لا تكذب ولا تخفي ، فيها يتمثل الطيب والخبيث ، والجميل والقبيح ، والدائم والعابر وهي أصدق إنعكاس للانسان في جميع أحواله .

والمدينة صورة لكفاح الانسان وإنتصاراته وإندحاراته وهي صورة للقوة والفقر ، للنبل والحرمان ، للروحانية والمادية ، وهي كالشريط المسجل الذي لا يفوته أدنى همس دون أن يسجله . ذلك أنها تسجل كل ما يفعله الانسان على وجه الأرض ، طيباً كان أم رديئاً .

المدينة هي الشوارع ، هي العمارات والجسور ، هي الأرض ، هي الماء والخضرة ، هي الساحات المكشوفة والمساحات المغطاة وهي المساحات المستغلة . هي الميادين والمقابر ، هي الهياكل والمساجد والكنائس ، هي المساكن والحوانيت وأماكن اللهو والمرح . هي المجهود الجماعي للانسان في كفاحه لإيواء نفسه في موطن للعيش والعمل واللهو والعبادة .

المدينة هي المدارس والمستشفيات ، هي السجون ومراكز

الشرطة ، هى المصانع والمستودعات هى المسارح وأماكن العبادة . وهى المجال لـكل راغبات الانسان وتستسلم لرغباته وأذواقه والقيم التى يعتنقها . فإذا كان الانسان نبيلاً كذلك تكون المدينـة ، وإذا خلا الانسان من النبل خلت منه المدينة أيضاً .

والمدينة أصلاً مكان العيش والعمل واللهو ، وهى ثمرة جهد الانسان لإيجاد مأوى لنفسه أو عنوان يعرف به ويرجع إليه فيـه .

وعند ما يبنى الانسان مدينـة بشوارعها وعماراتها وجسورها وميادينها وتماثيلها ، فهو إنما يخلق عملاً من أعمال النحت الجماعى العظيم .

وقد رأينا من المناسب أن نرسم صوراً لمشاهد المدينـة وعماراتها ومنشآتها وليس القصد عرضها على المتخصصين فى تخطيط المدن أو المهندسين ولـكن القصد أن يطلع عليها الرجل العادى لـكى يرى المدينة المتعددة الوجوه على أمل أن يتمكن من فهمها ، وعند ما يفهمها سيقدر النواحى الفنية وأعمال النحت ومظاهر حسن الذوق والفن فيها .

بدأ الانسان حياته فى العراء ثم لجأ إلى الـكهوف يتخذها مأوى وعرف فى هذه المرحلة بإنسان الـكهف . ويتخذ الاسكيمو مأوى لهم فى أكواخ من الجليد كما يتخذ البدو الخيام أماكن لسكناهم . واليوم يسكن بعض الناس فى القصور وبعضهم فى فيلات وبعضهم فى ناطحات السحاب . بيد أن أغلبية الجنس البشرى لا تزال تسكن فى مساكن حقيرة فى المدن أو القرى . إن معركة الانسان فى سبيل المأوى أو السكن المناسب قد بدأت ، وربما يمضى زمن قبل أن يتهيأ لـكل إنسان المسكن الاقتصادى البسيط اللائم الذى يتوفر له فيه الامن والطمأنينة .

عند ما بنى الانسان المدن ، ابتدأ من كاهون وسيسكو وهارابا إلى بيريه والبتراء وتدمر ، فدمشق والقدس والقاهرة ثم هارلو والرياض وتشاندى قارة . كان يشيد المدن بالمبانى والعمارات . وفى الواقع إن تاريخ الانسان المتمدن قد بدأ من عصر الـكهوف والعصر الحجرى وامتد عبر خمسة أو ستة آلاف سنة تدرج الانسان خلالها ببطء وثبات إلى أن وصل إلى العصر الحاضر . . . عصر الـكويت وستيفنج وغيرها .

وفى هذه الصور لم نراع بالضرورة أشهر أعمال الانسان فى عالم البناء والمدن ولـكننا اخترنا بعض المواقع والمدن والمنشآت التى تبرز جهد الانسان فى البناء ، ذلك الجهد اللانهائى الذى يمثل الانسان فى أحسن حالاته وصفاته .

لقد بنى الانسان وشيد فى السهول وفى الوديان وعلى قمم الجبال . بنى ليسكن وبنى ليدفع عنه الأذى والعدوان ، وبنى للتجارة . بنى ينشد المجد والفن والجمال كما بنى ينشد المتاجرة والربح والمغالاة .

بنى الانسان المعابد وناطحات السحاب ، وبنى البيوت والحوانيت والمصانع والمستودعات وبنى الموانىء والمطارات ، وهو دائب البناء لا يتوقف أبداً ، ومع كل بنـاء يقيمه يسجل لنفسه إنتصاراً ومع كل بناء يهدمه فى نزوة من النزوات يسجل وصمة ضد نفسه .

والصور التى لدينا تسجل خصائص معينة من خصائص الانسان مستوحاة من طريقته فى البناء وحنينه إليه . وهى تمثل مبانى من النوع البسيط الذى ينتفع به الانسان كما تمثل مبانى من النوع الشامخ المعقد فى تصميمه ، وهذه المبانى فى جملتها تعبر عن مدى الآلام التى قاساها الانسان فى سبيل أن يشيد هيكلاً أو مسجداً أو كنيسة ، وتعبر عن سباق الانسان مع السحاب وعن مضارباته بالأراضى ، وتعبر عن طاقاته التى لا تكل ولا تنضب فى سبيل تغيير وجه الأرض ووسمه بعلامته المميزة : المدينة وعماراتها . كما تبرز أيضاً الأوجه المختلفة للمدن والمبانى التى يشيدها الانسان .

وعلى الرغم من أن الانسان قد سما فى بعض الأزمنة إلى درجات تثير الابتهاج لدى المشاهدة ، عاد الانسان نفسه

وانحدر فى أزمنة أخرى إلى مستويات رادفتها ثورات متفجرة ولقد خلفت الثورة الصناعية باندلاعها الجنونى آثارها فى ملايين لا تحصى من الجنس البشرى . . . ثم يثوب الانسان إلى نفسه ليكفر عما اقترف فيبنى مدناً مثل فالنغبى وكيف الجديدة وبرازيليا والكويت . ونراه أحياناً ينحرف فى منعطفات الحضارة فيشيد مدناً مزدحمة مثل مانهاتان وبيروت.

وهكذا تدور عجلة التكوين الحضرى ، وهى إذ تدور تدمغ وجه الأرض بالحجر والأسمنت والبللور مسجلة جهد الانسان لاخضاع بيئة المحيط الذى يعيش فيه .

اقلب هذه الصفحات فسترى جزءاً طفيفاً من جهود الانسان فى سبيل البناء . أنظر إلى المنازل والشوارع والجسور وأماكن العبادة التى شيدها الانسان وتأمل أين شيدها ، تأمل ميله إلى البناء بجانب الماء وعلى قمم الجبال وفى الوديان والسهول ، أنظر إليه كيف يطلى وجه البرارى بمنشآت من صنع الانسان من كل نوع وشكل . . . أنظر فإن النظر هو الاعتقاد والفهم .

أنظر إلى المدينة بامعان ، ادرس تكوينها ، فهى ذات شكل ومحيط وذات طابع وامتداد ، بها الظلال السوداء وبها المعالم الشامخة ، وبينما هى تتربع على المساحات وتخفيها ، تجدها أيضاً تخلق المساحات فى شكل ساحات وميادين ، وتراها تصعد جوانب الجبال وتنحدر عن قمم الجبال فتملأ الوديان وتغطى السهول . إن بها ما ينظر إليه وبها النقطة أو المركز الذى ينظر منه إليها ، وبها ما يوحى به المنظر وبها المنظر نفسه ، وهى ترى من الجو ومن أسطح المبانى ومن الشوارع والطرقات ، وبها مشهد الشارع ومناظره .

المدينة عنصر ملىء بالحياة دائب النشاط ، وهى أشبه بخلية نحل فى نشاطها وكغيرها من العضويات تصحو تارة وتستسلم للسبات العميق تارة أخرى ، وقد حبتها الطبيعة بتقلبات تعز على كل وصف ، فهى تتفاعل مع الفصول الأربعة برشاقة وانتظام وتتفاعل مع التطور الآلى للانسان فى كآبة وصمت ، وتتفاعل مع الحركة وضوضاء السيارات فى اشمئزاز وكره .

والمدينة كالإنسان لها مزاج . . . فهى فى الليل شىء وفى الربيع شىء آخر وفى الاحتفالات والمهرجانات شىء يختلف تماماً عن كل ذلك .

وللمدينة وعماراتها وجوه عديدة ، إنها جميعاً تنظر إلى الوراء . . . إلينا . . . وهى نظرات مليئة بالمعانى ، معانى السعادة ومعانى الألم ، معانى الأمل والعبث ومعانى الحزم والاستهتار .

والمبانى والعمارات التى تتكون منها المدينة هى أشبه بعلامات الشكل فى مواضيع الإنشاء فهى تلفت النظر وتنبه وتثير الدهشة والملق وتبعث السرور والكآبة . والمبانى فى المدينة ، الضئيل منها والشامخ ، الجميل منها والقبيح ، القديم منها والحديث ، ما هى إلا الآلات فى الأوركسترا العظيمة التى هى المدينة .

لقد قال شكسبير « وما الدنيا إلا مسرح ونحن الممثلون عليها » ويجدر بنا أن نقول : « وما المدينة إلا مسرح ونحن الممثلون فيها » . . . فالكسول ، والدائب فى عمله ، والأنانى والسخى كل يؤدى دوره ليعطى المدينة وجوهها المتعددة المتباينة . .

المدينة قد تكون نبيلة وقد تكون حقيرة ، وهى فريدة وأفضل ما عمل وقد تكون كسقط المتاع . وهى مركبة وقد تكون منسقة ومجموعة . نعم إن المدينة قد ترتفع بالروح والقلب والفكر وقد تحطمهم ، والمدينة قد تستدعى السمو والارتفاع وقد تستدعى النفور والاشمئزاز . والمدينة قد ترتفع إلى الأعالى الجميلة الضخمة وقد تسقط إلى الأعماق القبيحة .

وكيف تكون المدينة فقد تجمع كل المتناقضات ، كما أن النماذج البشرية الجيدة والعفنة تفرق بين مدينة الله ومستودع الشيطان .

أنظر إلى المدينة من أى ناحية مفيدة ، أنظر إليها من الجو ، أو من مستوى شوارعها ، ماشياً على الأقدام أو سائقاً سيارة خلال طرقها أو منعطفاتها من جوانبها المتعددة — ولا شيء على الاطلاق يستطيع حجب الرؤيا عن هؤلاء الذين لهم عيون ويرون . والحقيقة أن ليس جميع الذين يملكون عيوناً يستطيعون الرؤيا وهذا شيء مؤسف . ربما لأنه يوجد إناس كثيرون بعيون لا ترى الرؤيا الحقيقة ، للقول لا شيء عن الحواس الأخرى التى لا تحس والعقول التى لا تفكر ، فإن المدينة مسرح المتناقضات لعدم البحث فى الاحساسات المضادة .

والمدينة قد تكون منبسطة منشرحة ، وقد تكون متراكمة معقدة ، وقد تكون خضراء إنسانية ، وقد تكون صاخبة قاسية ، وقد تملك مساحات واسعة وقد تملك بحاراً من الوحل دلالة على البؤس . وقد تكون مرتبة جيداً وقد تكون غاية فى الفوضى والارتباك من جميع جوانبها قد تكون غنية ولكنها لا تستطيع الانتفاع من غناها لمدينة وحضارة أفضل . وقد تكون فقيرة ولكنها غنية فى الروح والإنتاج . وقد تكون جذابة ومع مرور الزمن تبقى جميلة ، وقد تكون حديثة العهد ولكنها موحشة ، وبمرور الزمن لا يستطيع اعطاءها الأنس واخفاء انحرافاتها .

إن مسيرة المدينة خلال الزمن مشدودة ومصطبغة بالجمال والنبل ومنتنة بالقبح والرداءة . وحلة المدينة فى الفضاء تميط اللثام عن متناقضات قدرة الانسان على الابداع والشعوذة والتدبير . ونماذج المدينة فى الفضاء هى الوجوه التى تربط من ناحية ، صفات بمسيرتها مع الزمن ، حلتها فى الفضاء وحجمها على الأرض وقشرة غلافها فى الزمن والمكان والفضاء . وبمرور الزمن ، بالفضاء والمكان والزمن ، تجتمع قصة المدينة ورواية الانسان وشكلها الحالى ككرة الكريستال التى يتطلع خلالها الانسان ليرى نفسه معكوساً : عارياً ، غير مقنع ، حقيقى وفى أخطار كبيرة . وفى مدن العالم يستطيع الانسان رؤية ندب وجروح ابتلى بها وهى شواهد على لحظات غباوة الانسان وبلاهته ، وغالباً تضاف إلى جسم المدينة التى تمثل الانسان خلال لحظاته الضخمة فى العمل والإبداع والسمو والرفعة .

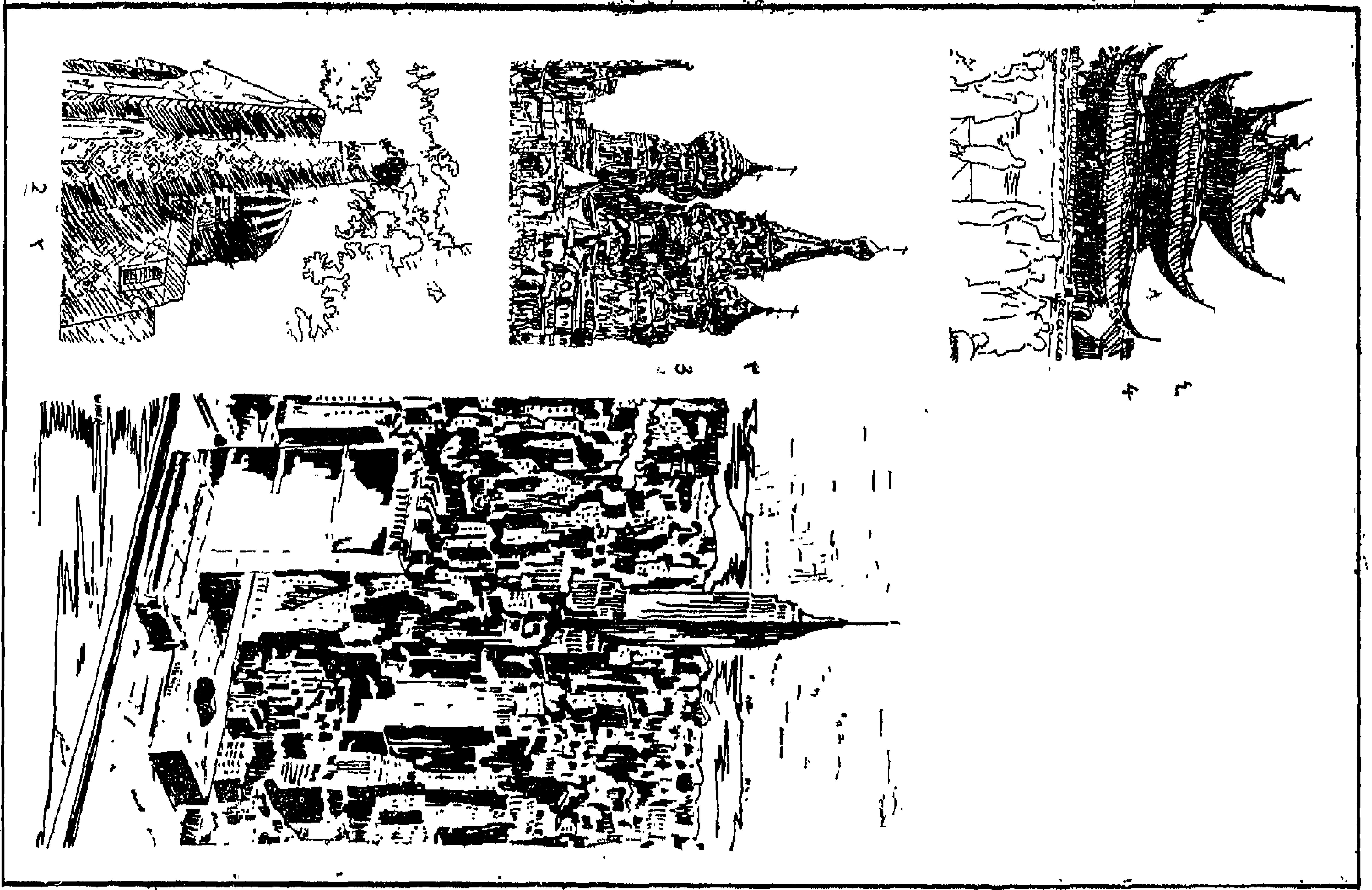
وفيما عدا حالات الطفرة والركود ، فالمدينة تمثل تطور استمرار الزمان والمكان الغنية بالمحتويات والمعانى . فالأصباغ والصيغ على سطح الأرض هى روايات وقصص الانسان كتبت بطريقة غير عادية ، وبلغة ذات ثلاثة أبعاد وتفسر للملاحظ أكثر مما تفسره الكلمات . والمدينة ، بفنها المعمارى وهندستها الأرضية تحكى قصة الانسان فى زحفه المتعثر والمتردد التقدم والتأخر الإنشائى والهدام .

والذى يزور القدس أو القاهرة ، دمشق أو بيروت ، الكويت أو الرياض ، ويقرأ القصص والمعانى الكثيرة فيها ويتمشى ويلاحظ ويقارن ، فسيرى فى بعض هذه المدن تراثاً مدنياً وحضارياً مستتراً ، بينما سيرى الأخرى لا زالت فى حالة انصهار : بيوت كبيرة وكراجات ووسائل كثيرة مريحة ولكنها فاقدة الاستقرار الحضرى وغير متزنة فى المعيشة والعمل واللعب .

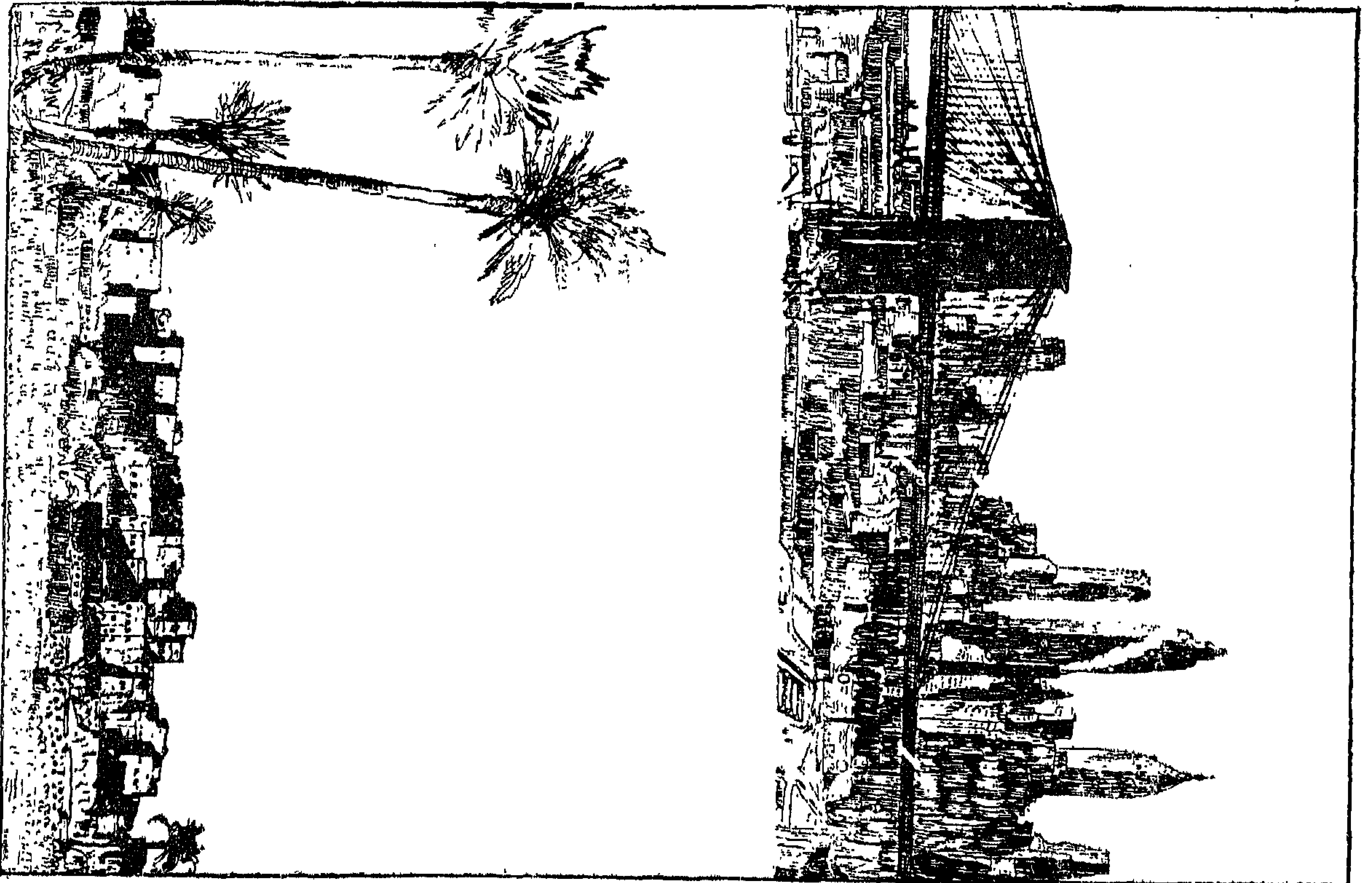
وفى كل مدينة من هذه المدن يستطيع الانسان قراءة معانى كثيرة عن السياسة والثقافة والاقتصاد وعلم الاجتماع والتاريخ والقيم . فى هذه المدن وما تحويه تتجلى قدرة الانسان الديناميكية .

فى زوايا وشقوق مدن العالم يستطيع الانسان أن يقرأ حضاراتها الواضحة منها والمخيفة المتميزة وغير المتميزة ويستطيع أن يقرأ الكثير عن عادات الشعب فى هذه المدن وعن أهداف الناس وعقائدهم ومثلهم ، عن جديتهم وتوافههم ، تخافهم ونجاحهم ، عن مستقبلهم المنير أو المظلم ، عن مشاكلهم الحالية وانتصاراتهم وانتكاساتهم ، ولقد كتبت بوضوح قصة الانسان على الحجارة فى هذه المدن بصدق وتحكى قصة الانسان الطموح النبيل ، قصة الانسان الشرير الخراب الكادح .

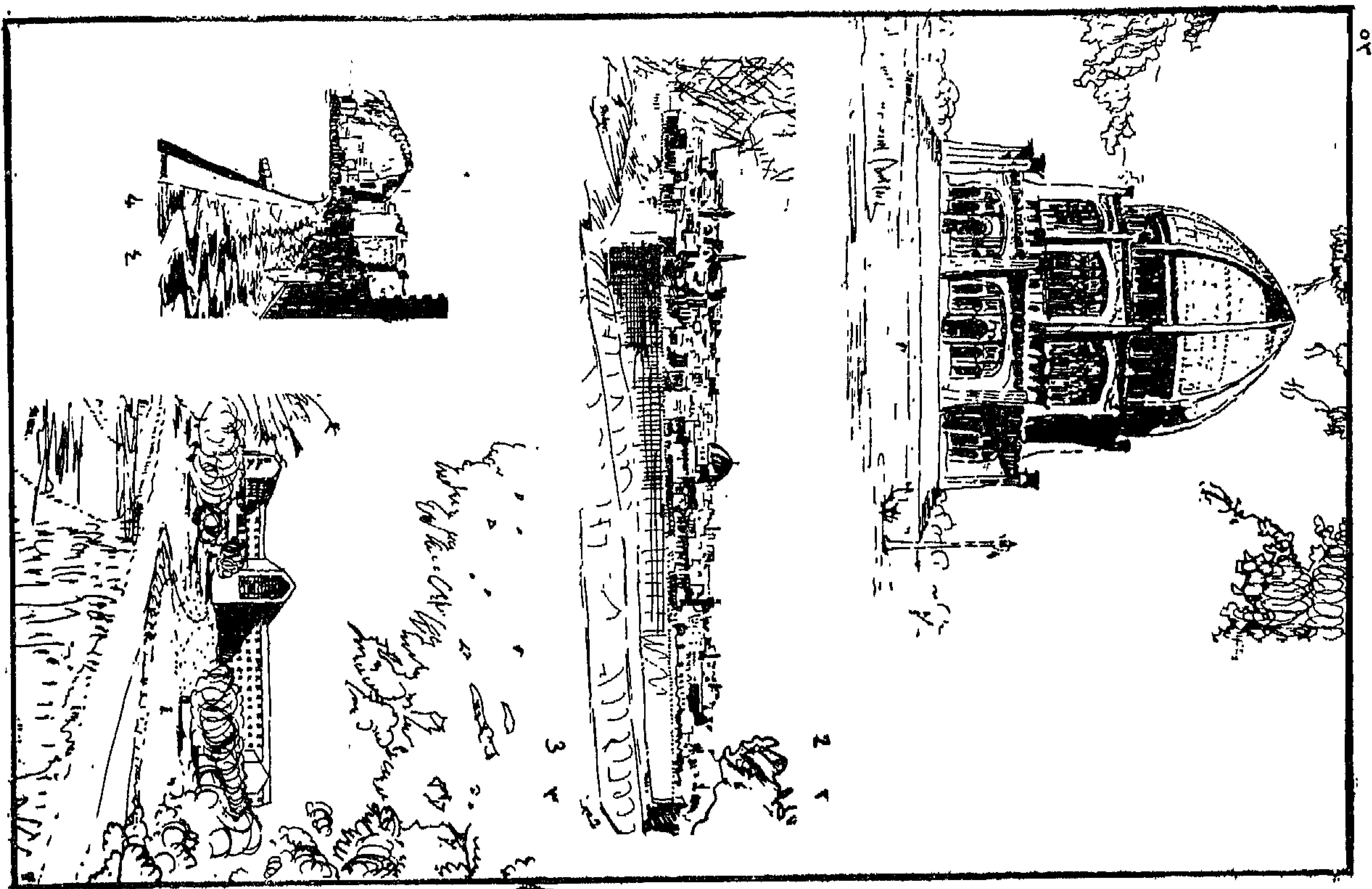
وباختصار ، فإن المدينة صورة حقيقية للانسان توضح انتصاراته وخذلانه ، بإعطاء المعانى العميقة والشرح الوافى بإنصافه وتقديره أو بإدانته .



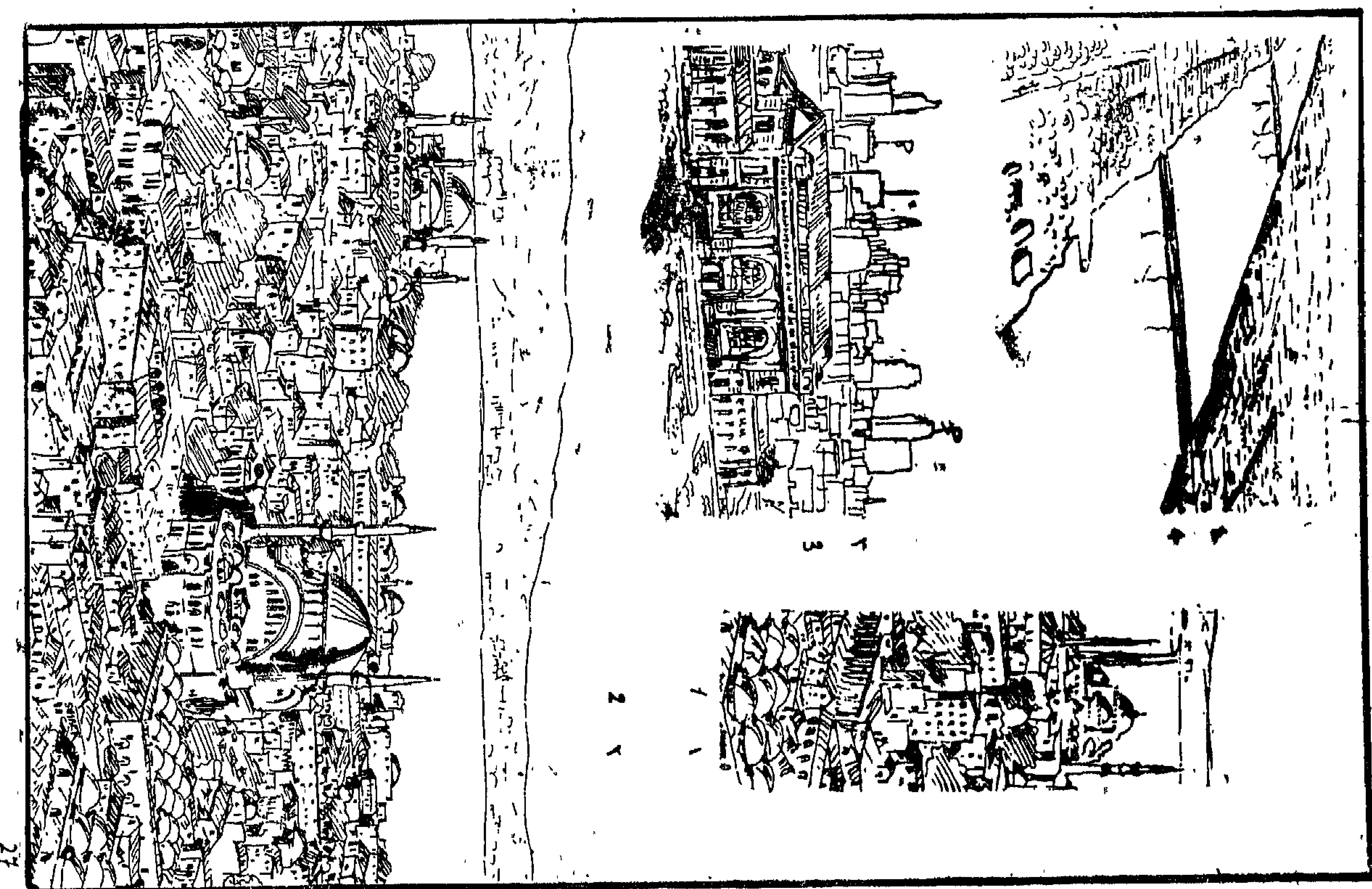
(١) جزيرة مانهاتن ، نيويورك (٢) مسجد فى سمرقند (١٣٥٠م) (٣) كاتدرائية سانت باسل فى موسكو (٤) معبد فى الصين



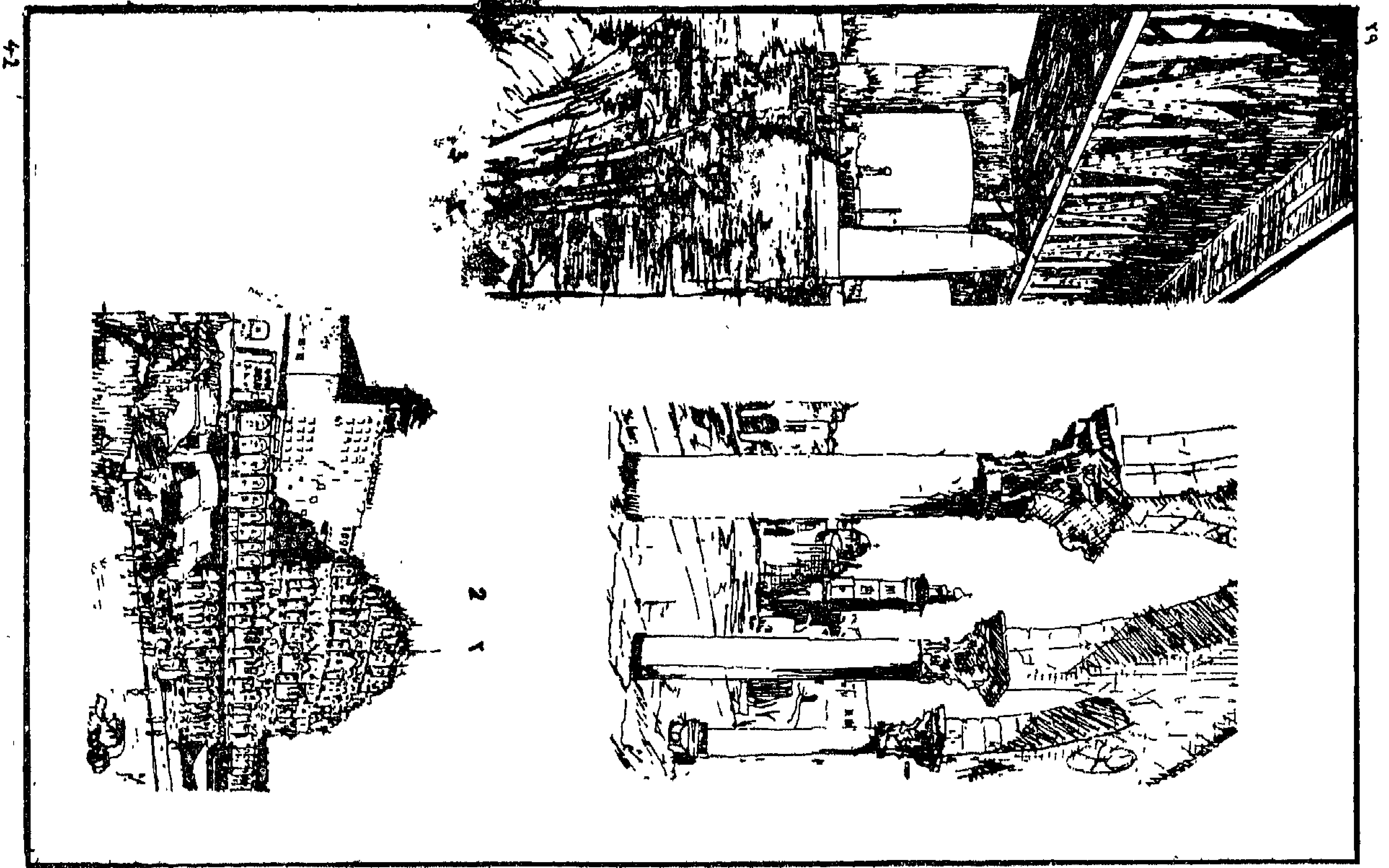
(١) جزيرة مانهاتن ، نيويورك (٢) توريرت ، مراكش



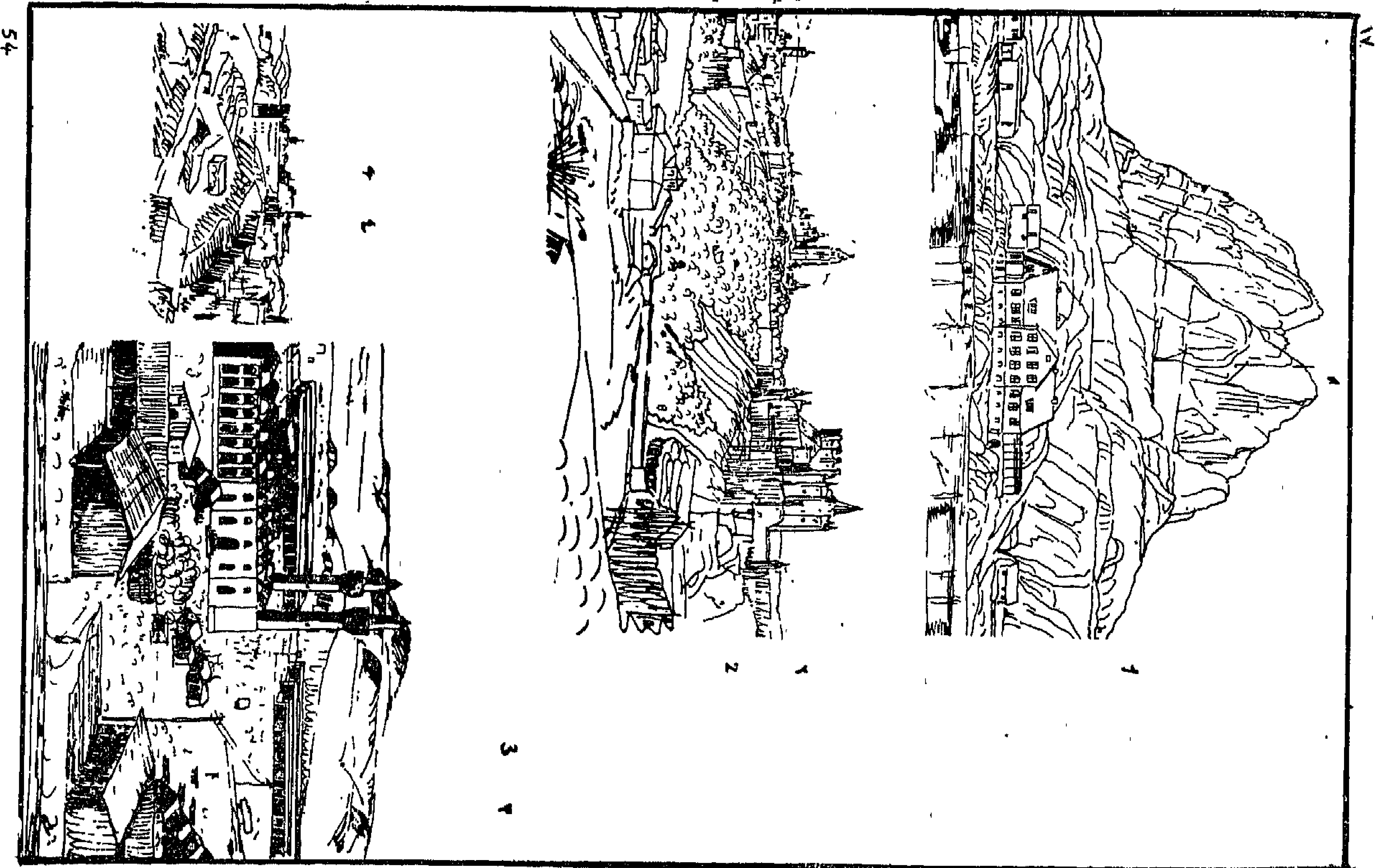
(١) ويامت ، ايلينوس (٢) القدس القديمة (٣) ارهوس ، دانيمارك (٤) ريودى جانيرو ، البرازيل



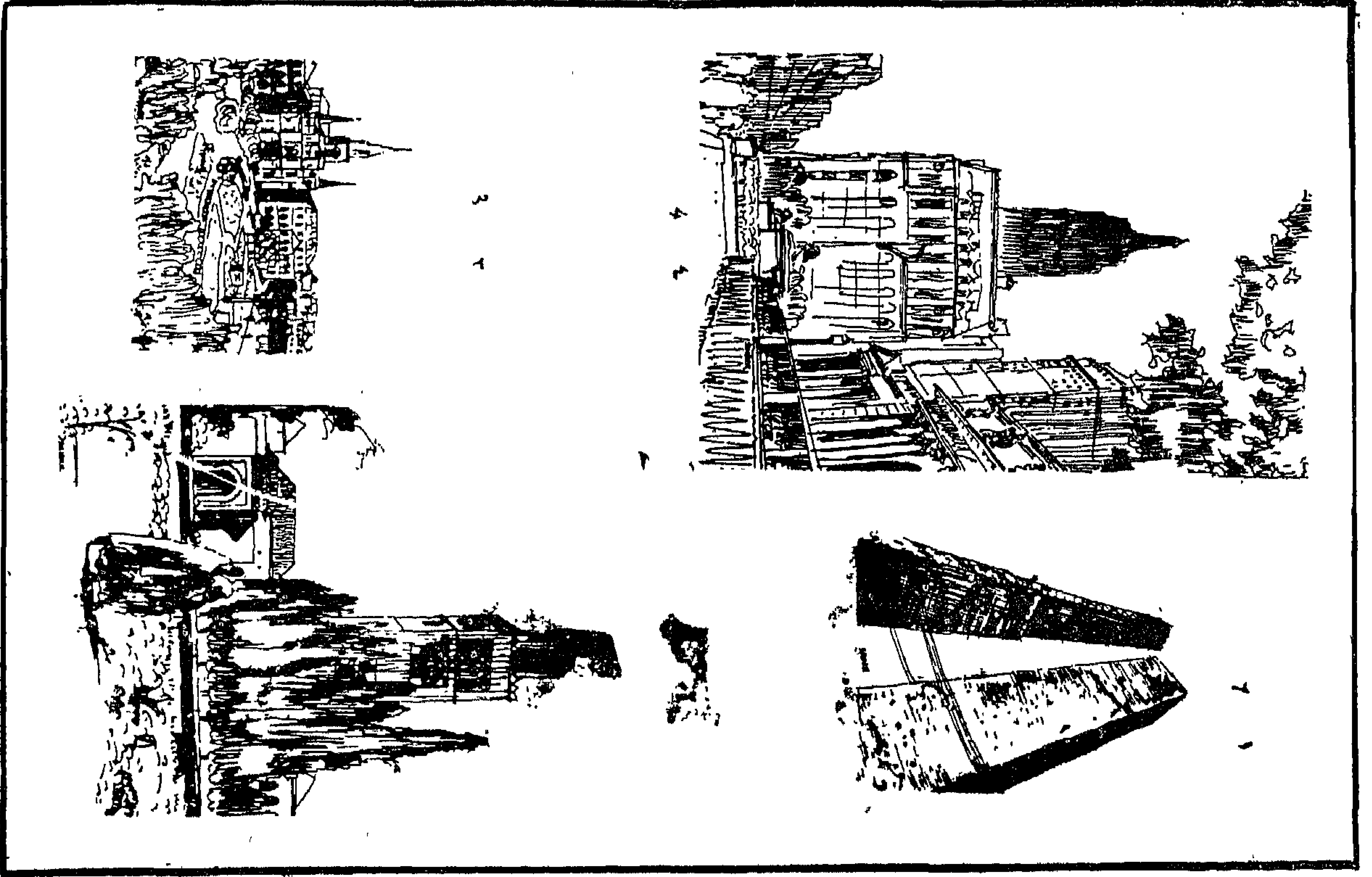
(١) استانبول ، تركيا (٢) استانبول ، تركيا (٣) كنزاس سيتى ، ميسورى (٤) بغداد ، العراق



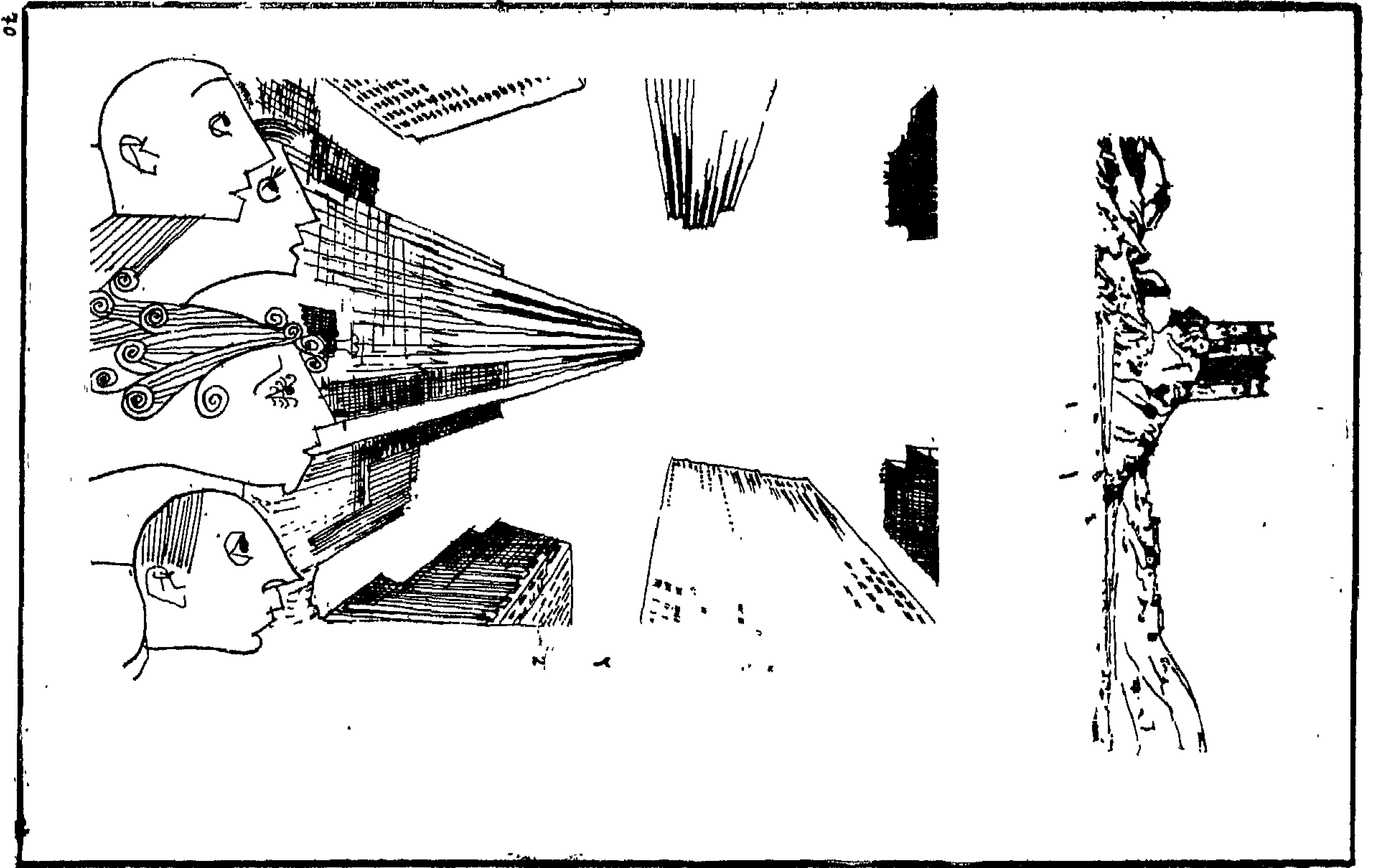
(١) القدس (٢) قصر الريح ، جايبور ، الهند (٣) جسر ديلا وير ميموريال ، ديلا وير



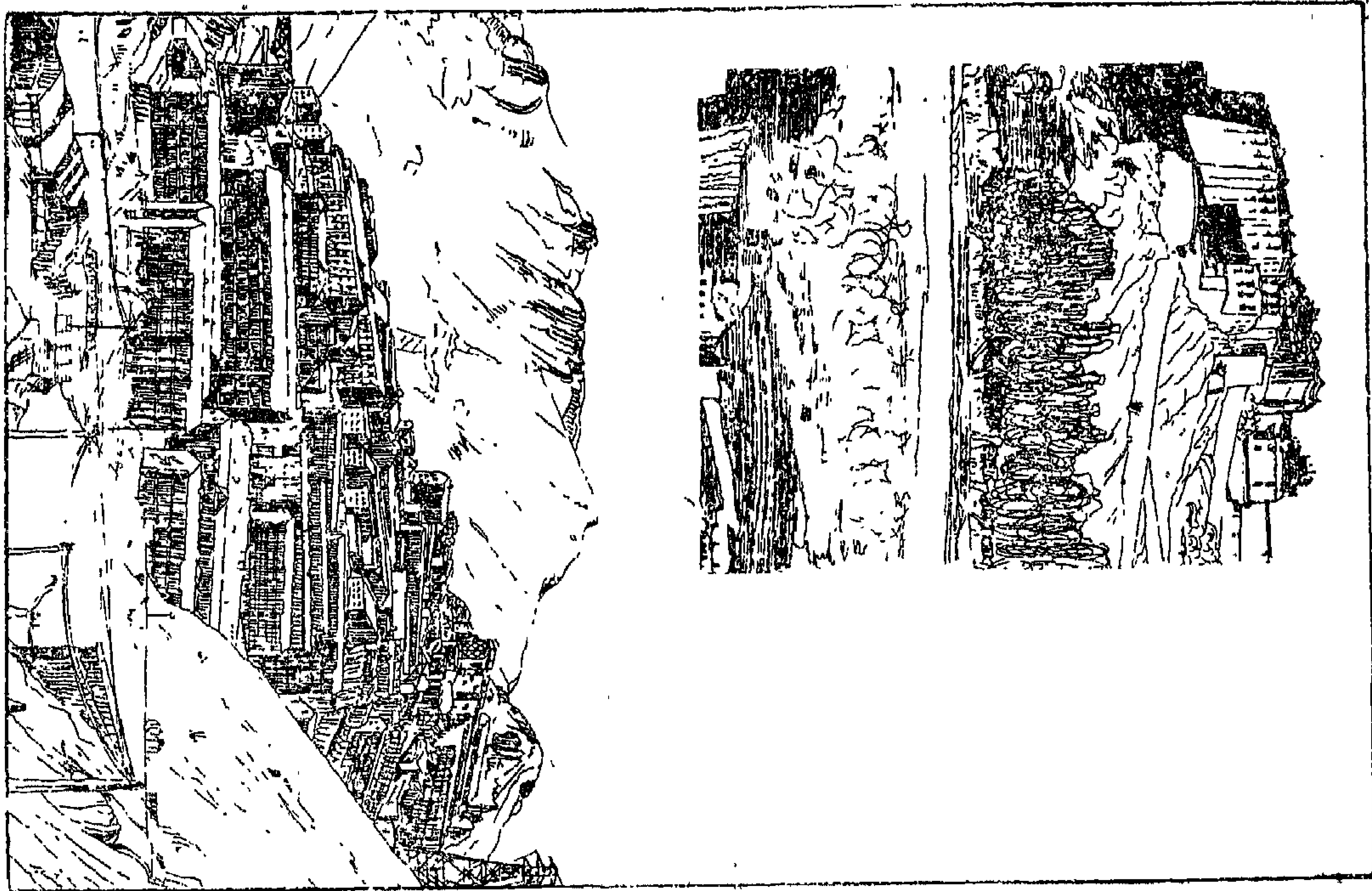
(١) أومانا ك ، كرينلاند (٢) سيكوفيا ، أسبانيا (٣) الظهران ، العربية السعودية (٤) بيت لحم ، فلسطين



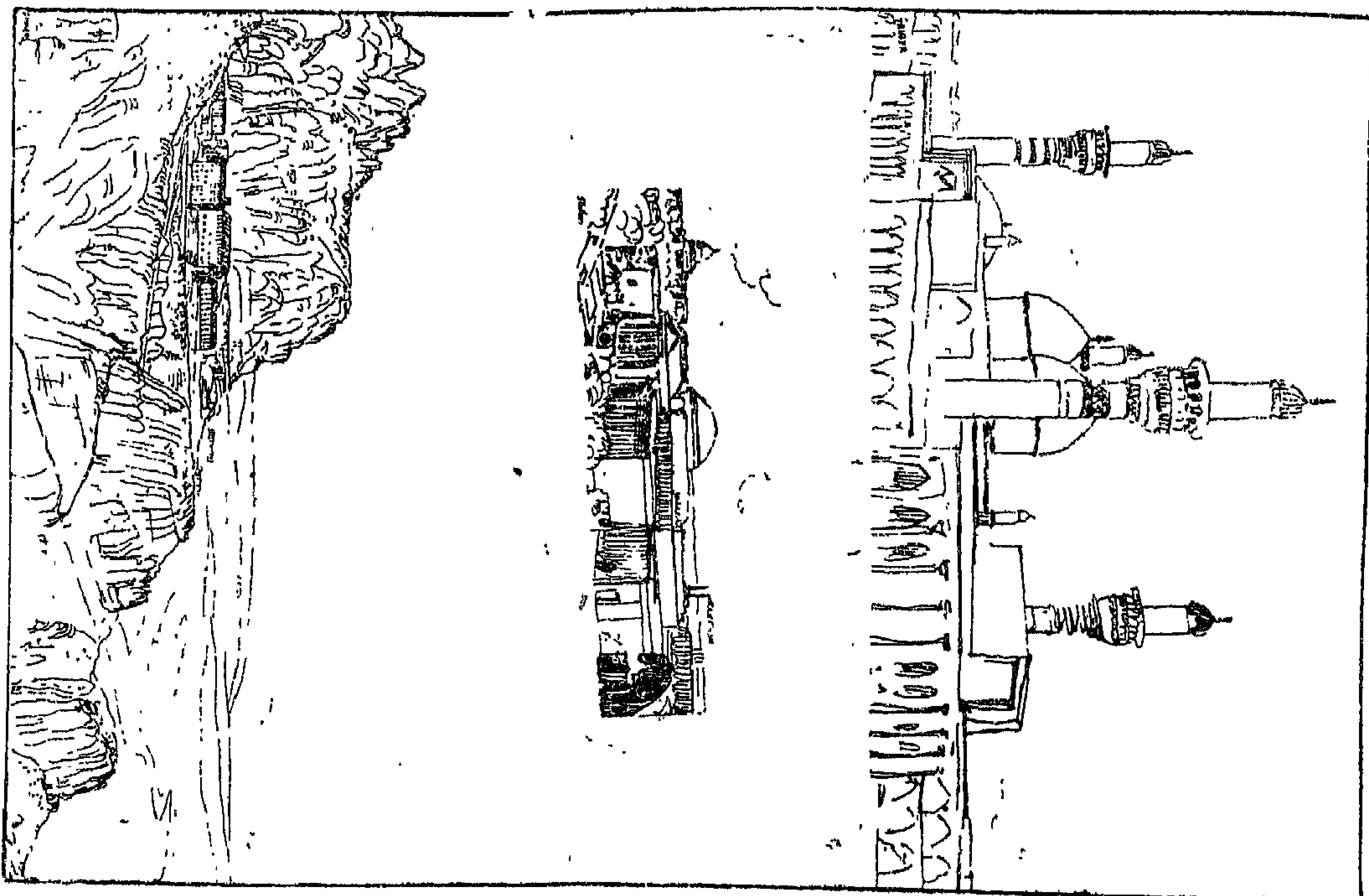
(١) بولونيا ، ايطاليا (٢) جامع كولو مبرا ، مراكش (٣) نيو أورليانس ، لويزيانا (٤) مانهاتن ، نيويورك



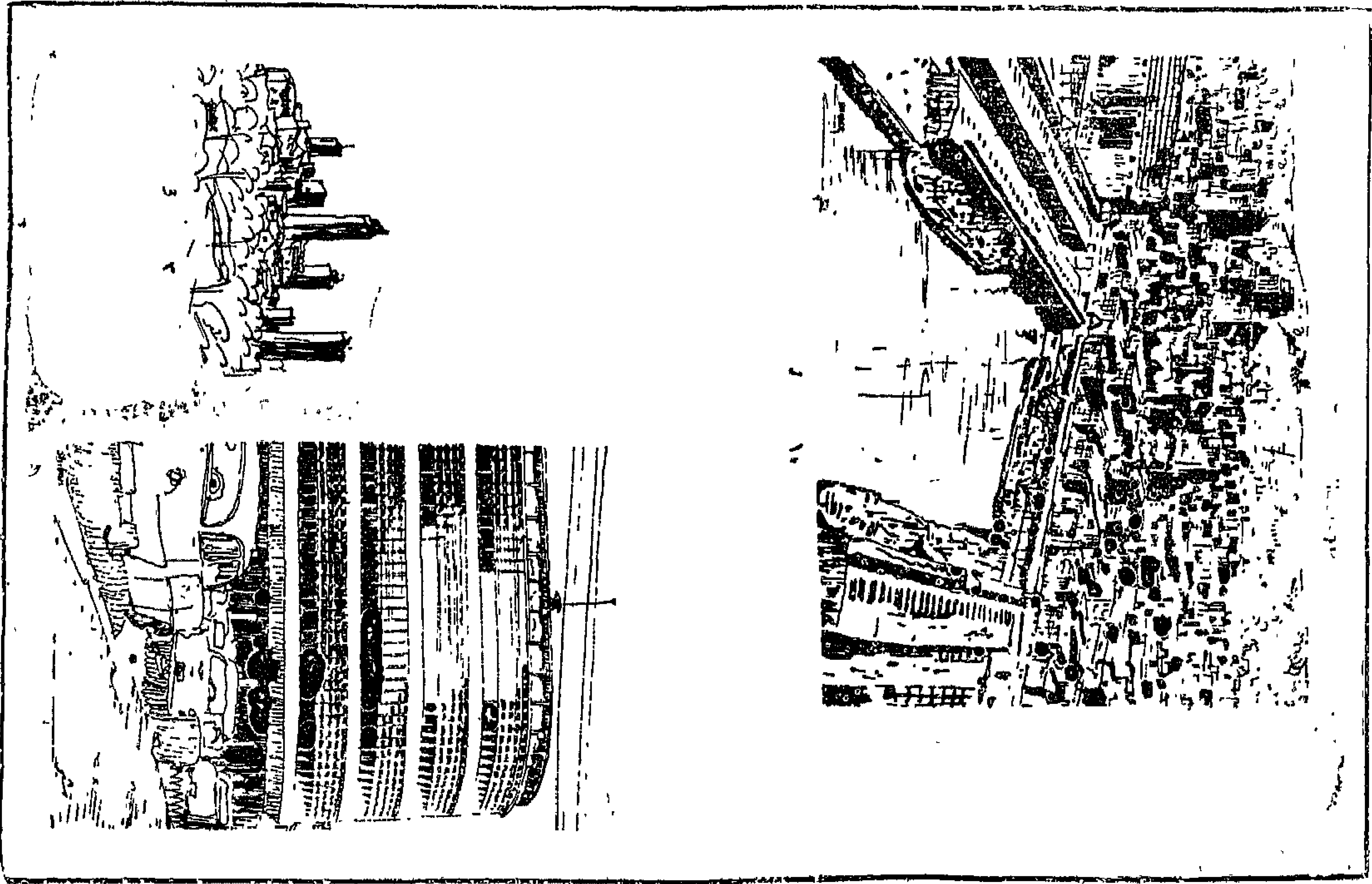
(١) المخلة ، العربية السعودية (٢) مركز روكفلر ، نيويورك



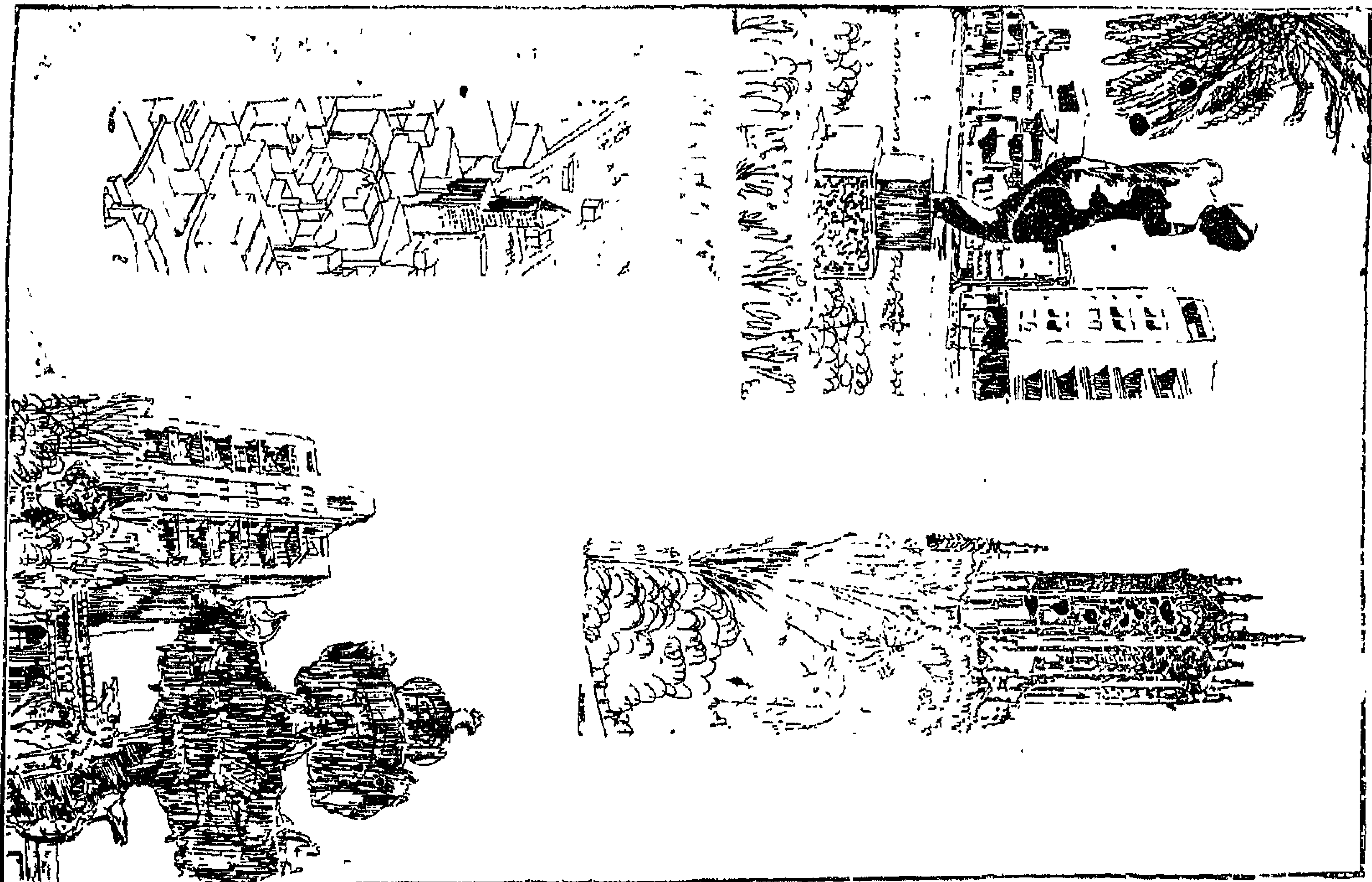
(١) لاهاسا ، تيبت (٢) سيويل ، تشيلى



(١) كربلاء ، العراق (٢) واشنطن ، دى. سى (٣) مونسيرات ، أسبانيا



(١) مونتريال ، كندا (٢) بغداد ، العراق (٣) سان جيمينيانو ، ايطاليا



(١) أوكلاند ، نيوزيلندة (٢) مونتيفيدو ، أوروكواى (٣) مونتفيدو ، أركاواى (٤) سيتل ، واشنطن

ملخص الموضوعات
بالقسم الانجليزى

معالجة الجسور ذات العقود المربوطة فراغيا

للأستاذ الدكتور المهندس شفيق مجبور
والمهندس محمد الحسينى عبد السلام

إن الطريقة المعتادة فى حل الجسور هى أن يفرض المصمم أن الجسر مكون من مجموعة من المستويات بعضها رأسى طولى وبعضها رأسى عرضى والبعض الآخر أفقى — ويقوم المصمم بتوزيع الأحمال التى يتعرض لها الجسر على هذه المستويات المختلفة بحيث يحمل كل مستوى القوى التى تقع فيه فقط .

والحقيقة التى لا يمكن إهمالها هى أن مجموعة المستويات التى يتكون منها هيكل الجسر تتصل مع بعضها عند حوافها وهذا الاتصال يجعلها تعمل مع بعضها متساندة متشابكة مكونة هيكلاً فراغياً . أى أن الأحمال الرأسية لا تحملها الروافد الرئيسية فقط بل يعاونها فى ذلك الشكالات الأفقية والعرضية . كذلك فإن ضغط الريح يؤثر على جميع المستويات التى يتكون منها الجسر .

وقد عالج هذا البحث جسراً شبكياً ذا عقد مشدود — والجسر نفق لخط سكة حديد مفرد . ويتكون الجسر من رافدتين رئيسيتين من النوع الشبكى وشكالتين طوليتين أفقيتين وشكالتين رأسيتين عرضيتين عند نهايتى الكوبرى وتسميان « بالبوابتين » . وقد أعيدت معالجة الجسر بعد تزويده ببوابة إضافية عند منتصفه — كما أعيدت المعالجة بعد تزويده ثانية بثلاث بوابات عند منتصفه وعند ربع البحر . وبذلك يمكن دراسة مدى تأثير عدد الشكالات العرضية ومدى صلابتها على توزيع الأحمال فى الجسر .

وقد اتضح من هذه الدراســـة أن الحساب العادى والحساب الفراغى للجسر يتفقان تماماً فى حالة تعرض الجسر لأحمال رأسية محورية — سواء كان الجسر مزوداً بشكالتين عرضيتين أو بأى عدد من هذه الشكالات . أما إذا تعرض الجسر لأحمال رأسية غير محورية فإن الاجهادات التى نحصل عليها بطريقة الحساب الفراغى تختلف اختلافاً بيناً عن الاجهادات التى نحصل عليها بالطريقة العادية .

ويتعرض الشداد لنقص كبير فى الاجهاد حين معالجة الجسر فراغياً . كما أن الأعضاء الفوقية والتحتية وأعضاء الجذع تعانى كذلك نقصاً فى الاجهادات نتيجة لمعالجة الجسر فراغياً .

وإذا فكرنا فى زيادة صلابة الشكال العرضى المتوسط بحيث تصبح هـذه الصلابة نهاية عظمى — فاننا نجد أن التغيرات التى تطرأ على الاجهادات فى الأعضاء المختلفة طفيفة بحيث يكون من الأصوب أن نزيد عدد الشكالات بدلاً من أن نعمل على زيادة صلابتها عن الحد المعقول .

وقد اتضح كذلك أنه فى حالة الجسر المزود بثلاث شكالات عرضية — فإن زيادة الاجهاد فى الأعضاء الفوقية يصل إلى ١٥٫٤٪ نتيجة لضغط الريح — وتصل هـذه الزيادة إلى ١٦٫١٪ فى الأعضاء التحتية وإلى ٤٠٫٠٪ فى الشداد — وهذه الزيادة بالنسبة إلى إجهاد التصميم .

وإذا لم يكن الجسر معرضاً لأحمال متنقلة فإن الشداد يتعرض لقوى ضغط نتيجة لضغط الريح — وذلك فى حالة الجسر المزود بثلاث شكالات — وعلى هذا فإن المصمم عليه أن يعتنى بتفاصيل التصميم للشداد ويتضح أيضاً أنه يلزم حساب تأثير ضغط الريح على هذا النوع من الجسور بالطريقة الصحيحة أى بالحساب الفراغى .

ومع أن طريقة الحساب الفراغى شاقة وتحتاج لدقة متناهية إلا أنها تعطى المصمم فكرة سليمة عن كيفية توزيع الأحمال فى المنشأ وعن الاجهادات الحقيقية التى يتعرض لها الجسر من جراء الأحمال المختلفة .

الأشكال الهندسية الخاصة بحساب السرعات المسببة على طول محور الرفاصات البحرية

للدكتور المهندس فؤاد بهجت
أستاذ الهندسة البحرية وعمارة السفن المساعد
كلية الهندسة — جامعة الأسكندرية

يقدم هذا البحث اقتراحاً بطريقة جديدة لتحديد مقدار كل من السرعات المسببة — «المحورية» منها و «المماسة» — عند كل نقطة على طول محور الرفاص البحرى .

وفى الواقع يكون احتياجنا لتلك السرعات لغرض استخدامها فى بعض التطبيقات المتقدمة لنظرية الدوامات المستخدمة فى الرفاصات البحرية وبصفة خاصة عند تحديد مقدار « الانحناء المائى » لأجنحة تلك الرفاصات .

ولكى نصل إلى ذلك الهدف أخذ فى الاعتبار أولاً التوزيع المحورى للسرعات المسببة لكل من حالة « جناح مائى » محدود الطول ؛ وكذلك حالة « القرص المحرك » كل على حدة . ثم انه بغرض دراسة الحالة الأخيرة قدم البحث تلخيصاً لأعمال كل من العلماء « جوتشه » ، « ليرز » ، « جيوتون » ، « كورفن كروكفسكى » لحالة « القرص المحرك » ذو التحميل المتساوى .

ولقد تبين أن الحسابات المختلفة التى قام بها هؤلاء العلماء لحساب السرعات المسببة المحورية تظهر فيما بينها اتفاقاً كبيراً وعلى ذلك فقد وقع الاختيار على إحداها كأساس لإنشاء الأشكال الهندسية الخاصة بالسرعات المسببة المحورية .

أما السرعات المسببة المماسة فقد أمكن الوصول إليها بعد تطوير حسابات العالم « كورفن كروكفسكى » ؛ واستخدمت الحسابات الجديدة كأساس لإنشاء الأشكال الهندسية الخاصة بالسرعات المسببة المماسة .

هـذا وبغرض شرح الطريقة المقترحة لإنشاء الأشكال الهندسية الخاصة بالسرعات المسببة « المحورية » منها و « المماسة » ؛ فقد وقع الاختبار على أحد الرفاصات البحرية للسفينة المعروفة باسم A, B, C. التى اقترحها العالم الأمريكى « سوندرز » وعملت لها الأشكال الهندسية للسرعات المسببة المختلفة والتى تخص كل من السرعات المحورية والمماسة كل على حدة . وإنه باستخدام مثل تلك الأشكال الهندسية يمكن حساب تلك السرعات عند أى نقطة من نقط «المجرى المائى» لأى رفاص بحرى .

هذا وإنه فى الإمكان كذلك عمل أشكال هندسية مماثلة لكل من السرعات المسببة المحورية والمماسة فى حالة « التحميل الأقصى » بدلاً من حالة « التحميل المتساوى » السابق الإشارة إليها فى هـذا البحث ؛ وذلك عن طريق استخدام حسابات العالم الأمريكى « تاخمندجى » — لكل من حالتى السرعات المسببة المحورية والمماسة — واتخاذ تلك الحسابات كأساس لعمل الأشكال الهندسية للسرعات المسببة فى حالة « التحميل الأقصى » وبنفس الطريقة المقترحة فى البحث .

طرق الإحصاء ومعيار التصميم لاختبار خلطات الخرسانة فى كل من موقع العمل والمعمل

للدكتور المهندس أحمد على العريان
الأستاذ المساعد بكلية الهندسة - جامعة القاهرة

« تكملة »

الخلاصة :

تمدنا التحليلات الإحصائية بوسائل قيمة لتفسير نتائج اختبارات قوة الضغط ... وفى كثير من الحالات الفيزيائية تقود نتائج التجارب دائماً إلى فراغ الاحتمالية ... هذا الفراغ الذى درست خواصه المميزة وتوقشت فى ضوء الملاحظات الإحصائية العامة .

ويشتمل الفصلان الأولان من الجزء الأول من هذا البحث على الوسائل الإحصائية الرئيسية اللازمة لهذه المناقشة . وقد وجد أن التوزيع التكرارى المعتاد مناسب لحالات اختبار الخرسانة . فنوقشت الدلالة الفيزيائية للمتغيرات الإحصائية وأمكن الحصول على وسيلة جديدة موصلة لتحليل بيانات الاختبارات .

وقد نوقش معيار التصميم كما اقترح رأى جديد فى كيفية وضع مواصفات ما تتطلبه الخلطة الخرسانية لمقابلة القوة المطلوبة . وقد نقدنا الناحية العملية المتبعة فى الوقت الحاضر لتفسير البيانات فى كل من أبحاث المشروعات واختبار الخرسانة فى موقع العمل وأمكن الحصول على وسيلة موصلة بتطبيق الحقائق الإحصائية .

وفى الجزء الثانى من هذا البحث أجريت دراسة تجريبية للتأكد من التطبيق العملى لنتائج الدراسات النظرية والتحليلية التى نوقشت فى الجزء الأول . وما زالت كثير من الدراسات لازمة لتقييم سلوك المتغيرات فى الأنواع المختلفة للخرسانة .

وقد اقترح كاتب هذا البحث فى الجزء الأخير (المنشور فى هذا العدد) الخطوط المستقبلة للدراسات تجاه الحلول الكاملة ذات التحديد الأكثر لمسألة تقييم وتصميم الخلطات الخرسانية .

ملاحظة :

الجزء الأول من هذا البحث نشر فى العدد الأول (يوليو ١٩٦٢)

نظرية ميول وحدة القص واستخدامها فى الانشاءات القشرية المضلعة

دكتور مهندس : عبد الفتاح ديوان

« تكملة »

يقدم هـذا البحث طريقة مستحدثة لحل الإنشاءات القشرية الضلعة تعتمد على نظرية جديدة عن ميول وحدة القص وعلاقتها بالجهود العمودية . ويعتبر هذا الحل اتجاهاً مبتكراً لدراسة هذا النوع من الإنشاءات ويبين لماذا يختلف توزيع الجهود العمودية فيها عنه فى الكمرات العادية .

وينقسم البحث إلى قسمين . أولهما يقدم ميول نظرية ميول وحدة القص . وفيه إثبات للعلاقة بين معدل تغير تيار القص عند أى نقطة فى القطاع وبين الجهد العمودى فى هذه النقطة بحيث يمكن استعمال معدل التغير هذا فى إيجاد توزيع الجهد العمودى على القطاع . ويتضح من هذه الدراسة أن توزيع الجهود العمودية يتوقف على توزيع جهود القص على أجزاء القطاع ، بخلاف ما هو مألوف فى نظرية الكمرات العادية حيث يستنتج توزيع جهود القص من توزيع الجهود العمودية . ويحتوى هذا الجزء من البحث على عدة أشكال مختلفة يمكن أن توزع بها هذه الجهود .

ومما تجدر الإشارة إليه أن توزيع جهود القص ، وبالتالى توزيع الجهود العمودية يعتمد على الطريقة التى تفترض أن قوى القص الخارجى قد وزعت بموجبها على الألواح المختلفة التى يتكون منها القطاع . ومن هذا فإنه من الممكن إيجاد أكثر من حل واحد لتوزيع هذه الجهود ، ويعتبر الحل الوحيد الذى تعطيه نظرية الكمرات واحداً من هذه الحلول العديدة ، ولا يمكن حدوثه إلا تحت ظروف معينة .

ويشتمل الجزء الأول من هذا البحث أيضاً على طريقة لتوزيع ميول القص تشبه طريقة توزيع العزوم المعروفة بطريقة « كروس Cross » فى جميع خطواتها إلى حد كبير يسهل معه إيجاد توزيع هذه الميول فى جميع الحالات .

أما الجزء الثانى من هذا البحث فقد خصص لبيان استخدام نظرية ميول وحدة القص هذا فى حل الإنشاءات القشرية الضلعة وهذا النوع من الإنشاءات قد أخذ يحتل مكاناً مرموقاً فى السنوات الأخيرة لما له من المزايا العديدة ، ويتضح من الدراسة أن الحل الصحيح لتوزيع الجهود يجب أن يحقق شرطين أساسيين ، أولهما شرط هندسى والثانى يسمى شرط التطابق . ويعتبر توزيع الجهود الذى تعطيه نظرية الكمرات العادية محققاً للشرط الهندسى فقط وهو لهذا لا يصلح إلا فى حالات معينة يتحقق فيها شرط التطابق أيضاً .

والطريقة المتبعة هنا لإيجاد التوزيع النهائى للجهود يتخذ فيها توزيع الجهود الناتج من نظرية الكمرات العادية أساساً نبدأ به ثم نصححه بعد ذلك بما يحقق كافة الشروط نتيجة لما يسمى بمجموعة القوى الساعدة . وهى القوى التى يجب تواجدها ليكون التوزيع الخاص بنظرية الكمرات صحيحاً ، والتى يستلزم غيابها إضافة التصحيحات الضرورية للحصول على التوزيع النهائى للجهود .

ملاحظة :

الجزء الأول من هذا البحث نشر فى العدد الأول (يوليو ١٩٦٢)

شركة الفار للهندسة والمقاولات

ش٠م٠ع - إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للمقاولات والإنشاءات

المركز الرئيسي : القاهرة ١٦ شارع شريف تليفون : ٧٧٩٥٢ / ٥٩٨٠٢

الأعمال التي تم تنفيذها في عيد الثورة العاشر

- مركز رعاية الطفل ... بفوه
- المساكن الإقتصادية .. بدسوق
- المساكن الإقتصادية بكفر الشيخ
- منشآت مصيف بلطيم
- المساكن الإقتصادية .. بفوه
- المساكن الإقتصادية ببلطيم
- الوحدات الطبية - عدد ٨
- نقطة شرطة الجزيرة الخضراء
- الوحدات الزراعية : فوة - سيدي سالم - بلطيم

شركة المشروعات الهندسية والتجارية

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الهندسية

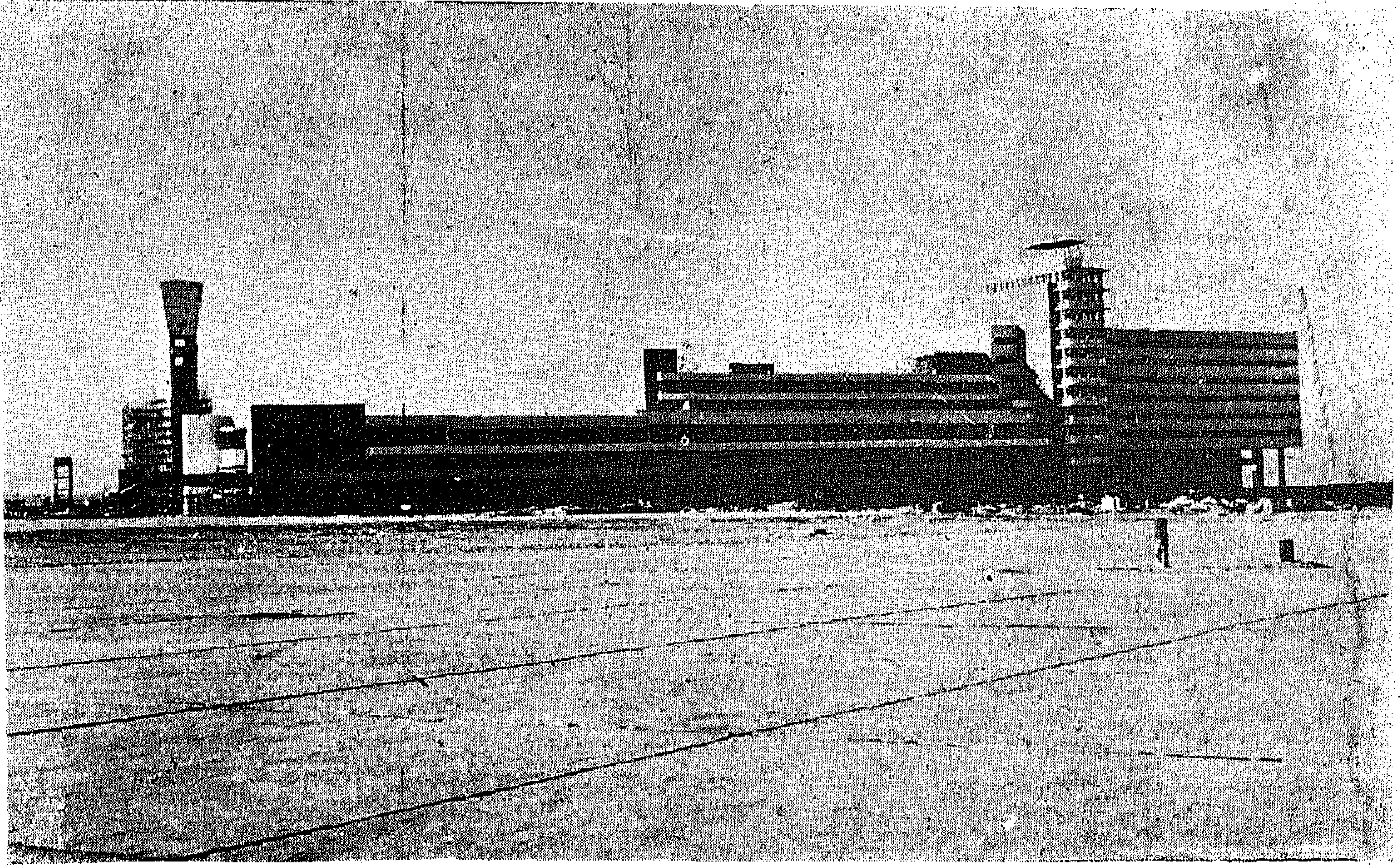
الإدارة : ٣٩ شارع قصر النيل - بالقاهرة
تليفون : ٤٢٠١٩ - ٧٠١٧٧
الورش : ٣٥ ميدان ابن الحكم بحلمية الزيتون



بطاريات أولدهام

تصنع بترخيص خاص من
شركة أولدهام
بانجلترا

درّة الشرق



مطار القاهرة الدولي الجديد

عندما تبوأت الجمهورية العربية المتحدة مركزها المرموق بين دول العالم، رأت أن تفاخر العالم بمطار جديد يربط بينها وبين عواصمه، فأقامت بجوار المطار القديم.. أضخم مطار بالشرق، بلغت تكاليفه الإجمالية خمسة ملايين من الجنيهات. وبذلك استطاعت القاهرة أن تساير التقدم العالمي، بالنهوض بمرفق من أهم مرافق المواصلات في العصر الحديث

تنفيذ

الشركة الهندسية للصناعات والمقاولات العمومية

«عثمان أحمد عثمان وشركاه سابقاً»

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للمقاولات والإنشاءات

القاهرة: ٣٤ شارع عدلي باشا - تليفون: ٤٩٩٨٨

شركة البويات والصناعات الكيماوية

باكين

تسهم فى بناء
نهضتنا المباركة
فى التصنيع والتعمير
بإنتاجها المتنوع
من البويات
والورنيشات
لجميع الأغراض
العامة
والصناعية

الإدارة
٩ شارع طلعت حرب
بالقاهرة
تليفون : ٢٧٨٢٠
٢٦٨١٣ - ٢٧٥٩٩

المصانع
شارع المصانع بالمطرية
تليفون
١٦٨٩٨٠
١٦٤٩٤٧

دوفلكس
٣٢٠٢

سينتال
٣٦٠٢

سانيتول
٣٤٨٧

ألومنيت
مخصوص
٣٤٧٥

ديروسون
بلاستيك
٣٨٦٢

تقوم شركة

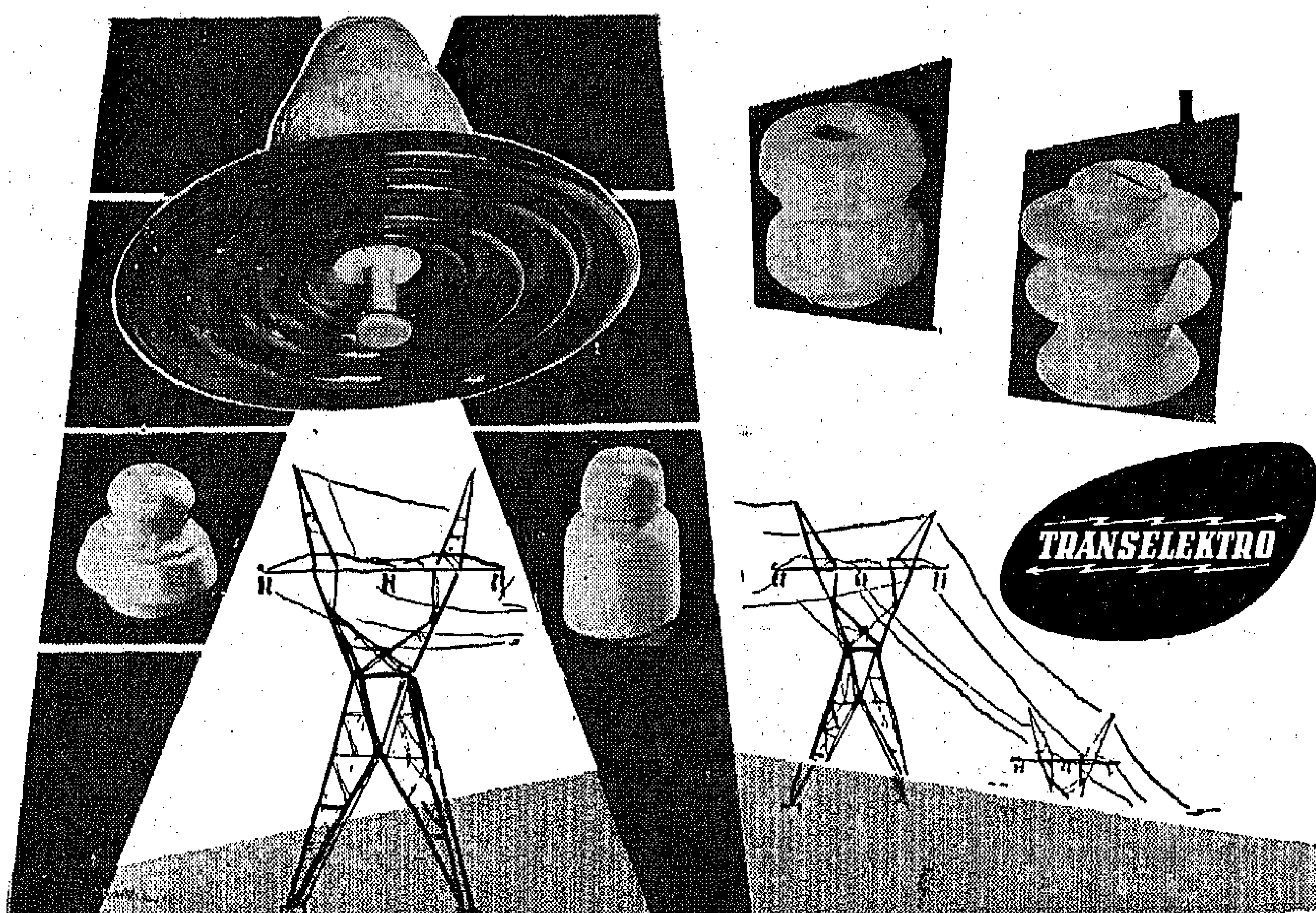
ترانس الكترو

بتوريد العوازل الصينى
للضغط العالى والواطى
حسب مواصفات
دين الألمانية

لكافة الإستعلامات إتصلوا :

شركة المحاريث والهندسة

القاهرة ، ١٨ شارع عماد الدين



ترانس الكترو

الشركة المجرية
التجارية للتوريدات
والأدوات الكهربائية

بودابست ٦٢
صندوق بريد : ٣٧٧
تلغرافيا
ترانس الكترو بودابست

صناعات البلاستيك
والكهرباء المصرية

ش٠م٠ع٠

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الكيماوية

الإنتاج

- بطاريات نسر « خبرة فارتا الألمانية »
- قماش البلاستيك بأنواعه
- مشمعات سفرة من البلاستيك
- هياكل الثلاجات الكهربائية وأجهزة الراديو
- لوازم منزلية وأدوات كهربائية
- مراوح وهياكل غسالات كهربائية
- مواسير برجمان للتركيبات الكهربائية

بطارية
النسر
أول بطارية صنعت بأكملها في مصر

- مصنوعة طبقاً لأحدث المواصفات العالمية
- تضارع في متانتها ودقتها أحسن البطاريات العالمية

محلات البيع

الإسكندرية : ٥ ميدان أحمد عرابي ت : ٢٣٠٩٧
القاهرة : ٧ أ شارع الجيش ، ٤٣ شارع الجمهورية
تلغرافيا : أمبيلاستيك ت : ٤٤٧٣٨





Batteries
"NISR" la première

BATTERIE ENTIÈREMENT FABRIQUÉE EN EGYPTE
★ DÉMARRAGE RAPIDE
★ PUISSANCE SUPÉRIEURE
★ USAGE PROLONGÉ

FABRICATION EGYPTIAN PLASTICS & ELECTRICAL INDUSTRIES S A E

MAGASINS DE VENTE:
ALEXANDRIE, 5 Midan Ahmed Orabi - Tél. 23097
LE CAIRE: 7a Rue El Guesh - 43, Rue Gomhourieh Tél 44738

شركة
عبد العليم مرسي المهدي
وشركاه
للمشروعات الكبرى للمياه
والمجاري والمباني

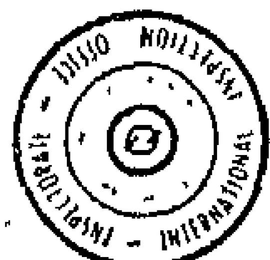
إحدى شركات
المؤسسة المصرية العامة
للمقاولات والإنشاءات

القاهرة
٢٨ شارع عدلي باشا ت : ٧٧٩٠١
س٠ت : ١٠٨٣٢٠

إنسبكتوريت
المكتب الدولي للتفتيش الهندسي

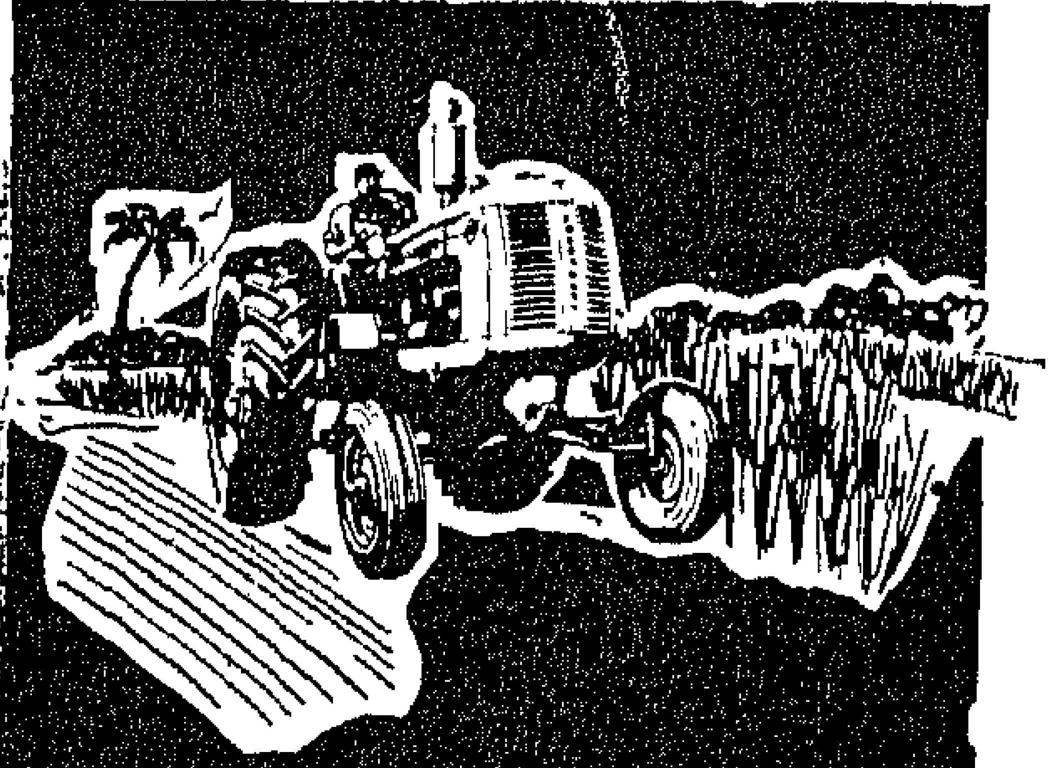
القاهرة : ٧٨ شارع الجمهورية
تلغرافيا : إنسبكتو ت : ٧٧٧٥٨

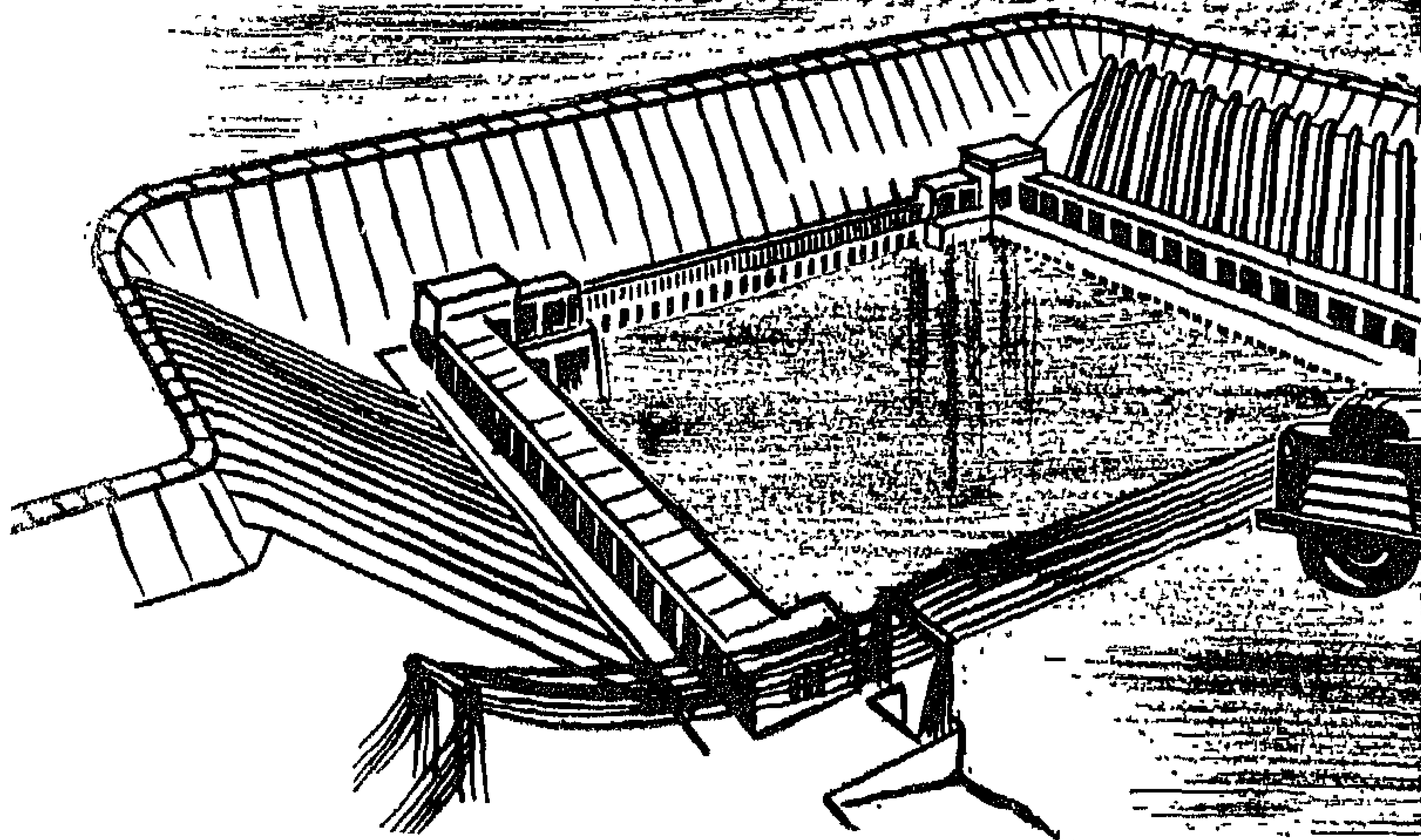
المركز الرئيسي لأوروبا : دوسلدورف - ألمانيا

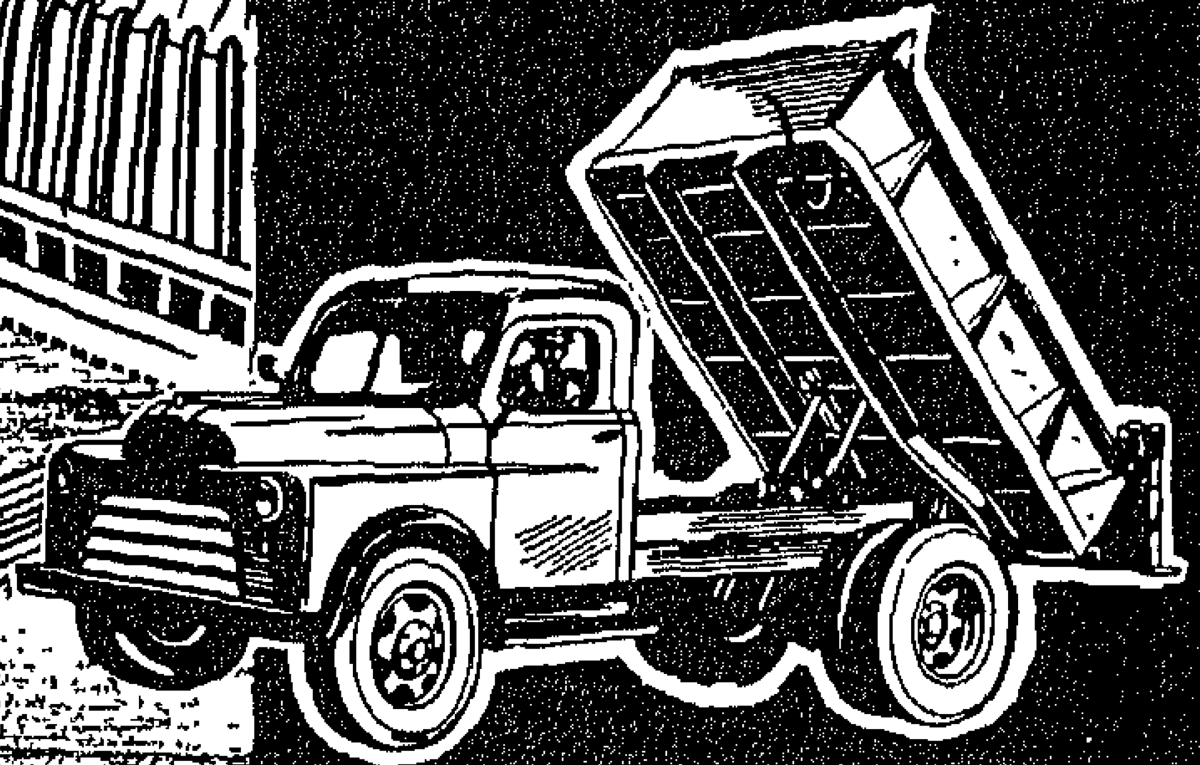


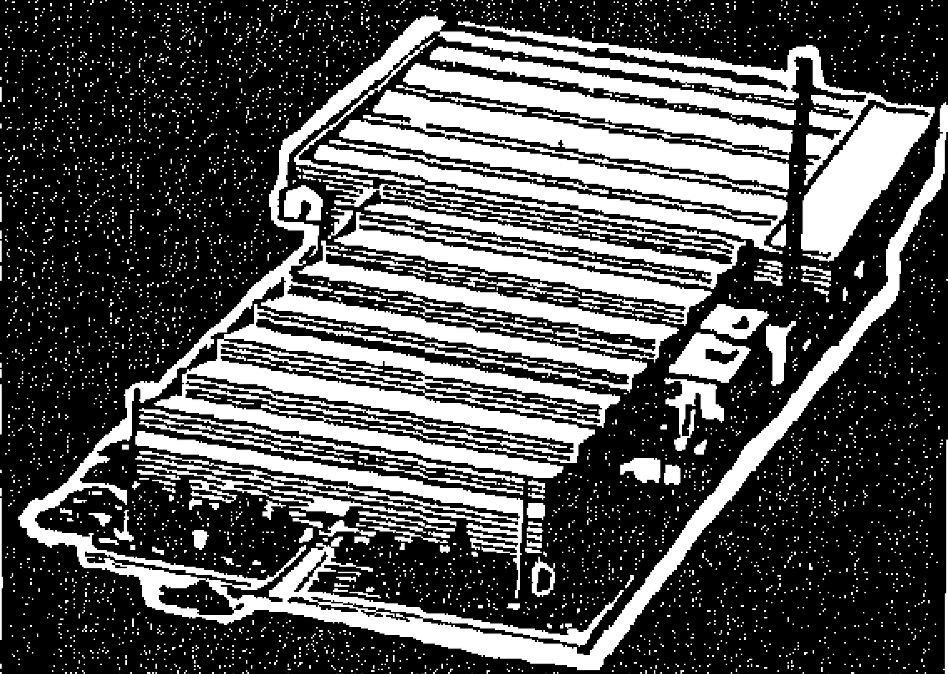
قام المكتب بالتفتيش على :
مصانع الحديد والصلب . وكيما . وراكتا . ومهمات السكك الحديدية . وشبكات إمتداد الكهرباء بشمال الدلتا . وخطوط أنابيب البترول « المؤسسة المصرية العامة للبترول » . ومحطة جنوب القاهرة « مؤسسة الكهرباء والغاز

البناء ... في سبيل الرخاء







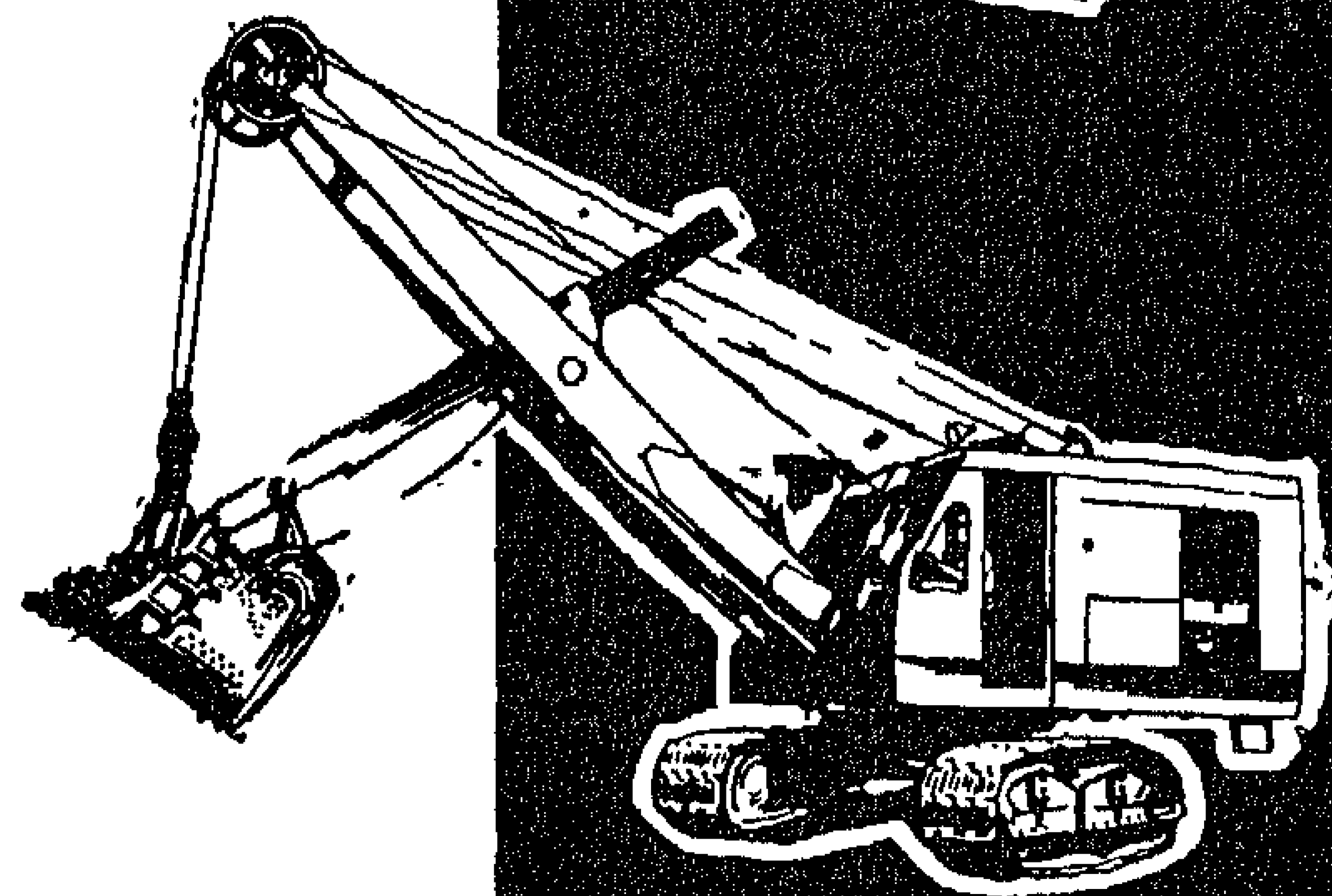


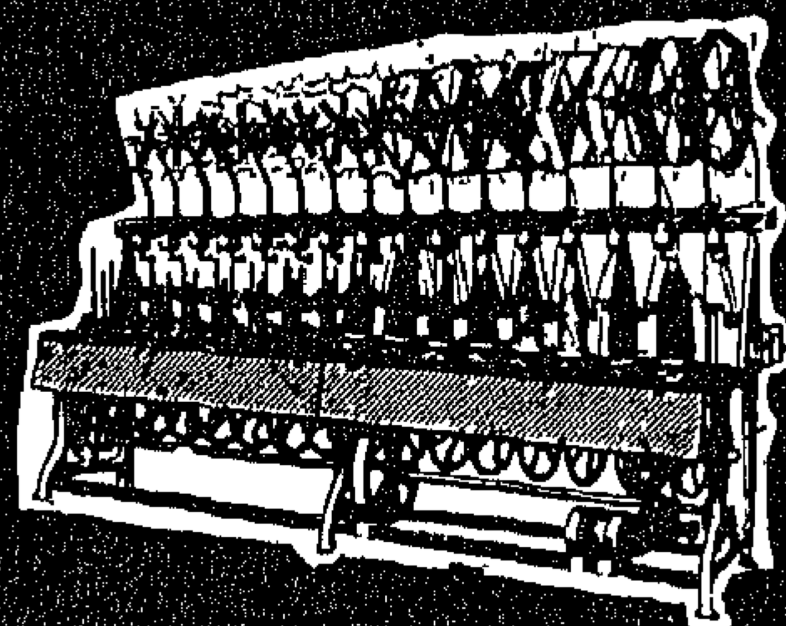
لقد أصبحت النهضة الصناعية بالجمهورية العربية المتحدة مثار تقدير واهتمام أساطين الصناعة وخبرائها في العالم مما يبعث على الزهو والفخار .

ان جمهوريتنا مصممة على أن تحقق لجميع المواطنين الكفاية والعدل وسبل الرفاهية والرخاء ... ولهذا فهي ساهرة على تنفيذ مشروعات صناعية لا حصر لها في جميع المجالات، وعلى رأسها سدنا العالي بأسوان ، الذي أصبح حقيقة واقعة بفضل ثورتنا المباركة .

ان بلادنا تعتمد على هذا السد - معجزة القرن العشرين - في توسيع رقعة الأرض الزراعية وتوفير مياه الري وتوليد الطاقات الكهربائية الهائلة التي ستسهم في تحقيق المزيد من التقدم والازدهار .

وكما تضافرت جميع الجهود في سبيل بناء صرحنا الصناعي ، وهو هرمنا الرابع ، ... فإن شل قد جندت كل امكانياتها وما لديها من خبرة ضخمة وتجارب طويلة ومنتجات ممتازة ، في خدمة الصناعة ، بغية المساهمة بنصيبها في هذا المضمار ... الرفاهية والرخاء للجميع .







اعتمد دائما على

إحدى شركات المؤسسة
المصرية العامة
للغزل والنسيج

الشركة الشرقية للكتان والقطن

المركز الرئيسي
بالإسكندرية
طريق مصطفى كامل
الرأس السوداء
تليفون : ٦١٤٠٤
٦٤٥١٨-٦٤٥١٩

تشارك بإمكانياتها الضخمة فى بناء اقتصادنا الراسخ على أرقى النظم
الإشتراكية التى أرسى قواعدها بإيمانه بالله وثقته فى مواطنيه
الرئيس جمال عبد الناصر
كما أنها تساهم أيضًا فى تدعيم صناعة الغزل والنسيج بالجمهورية العربية المتحدة

مصانع الشركة
مصنع كتان الشرق — مصنع غزل القطن — مصنع نسيج الأقمشة الحديثة

الإنتاج

- ملايات قطن ١٠٠٪ سادة وأبيض وألوان ومقلم
- ملايات رفيعة «مخصوص»
- ملايات سميكة «الشرق»
- ملايات كتان × قطن
- ملايات رفيعة «سيرفين»
- ملايات سميكة «فتيس»

جميع أنواع الملايات بعرض ١٥٠سم × ١٨٠سم × ٢٤٠سم

- تيل مرايب جكار ألوان «مشجر» قطن × كتان عرض ١٤٠ × ١٦٠ سم
- مفارش وفوط للسفرة كتان ١٠٠٪
- أقمشة الفساتين كتان ١٠٠٪
- أقمشة للبدل كتان ١٠٠٪ أبيض وألوان
- أقمشة للجلاليب كتان ١٠٠٪
- أقمشة للجلاليب كتان × قطن
- أقمشة تابلوه شير وستان
- أقمشة ماركيزيت للستائر عروض مختلفة
- أقمشة للقمصان من غزل رفيع وكتان
- مفارش وفوط للفنادق الكبرى والمراكز السياحية

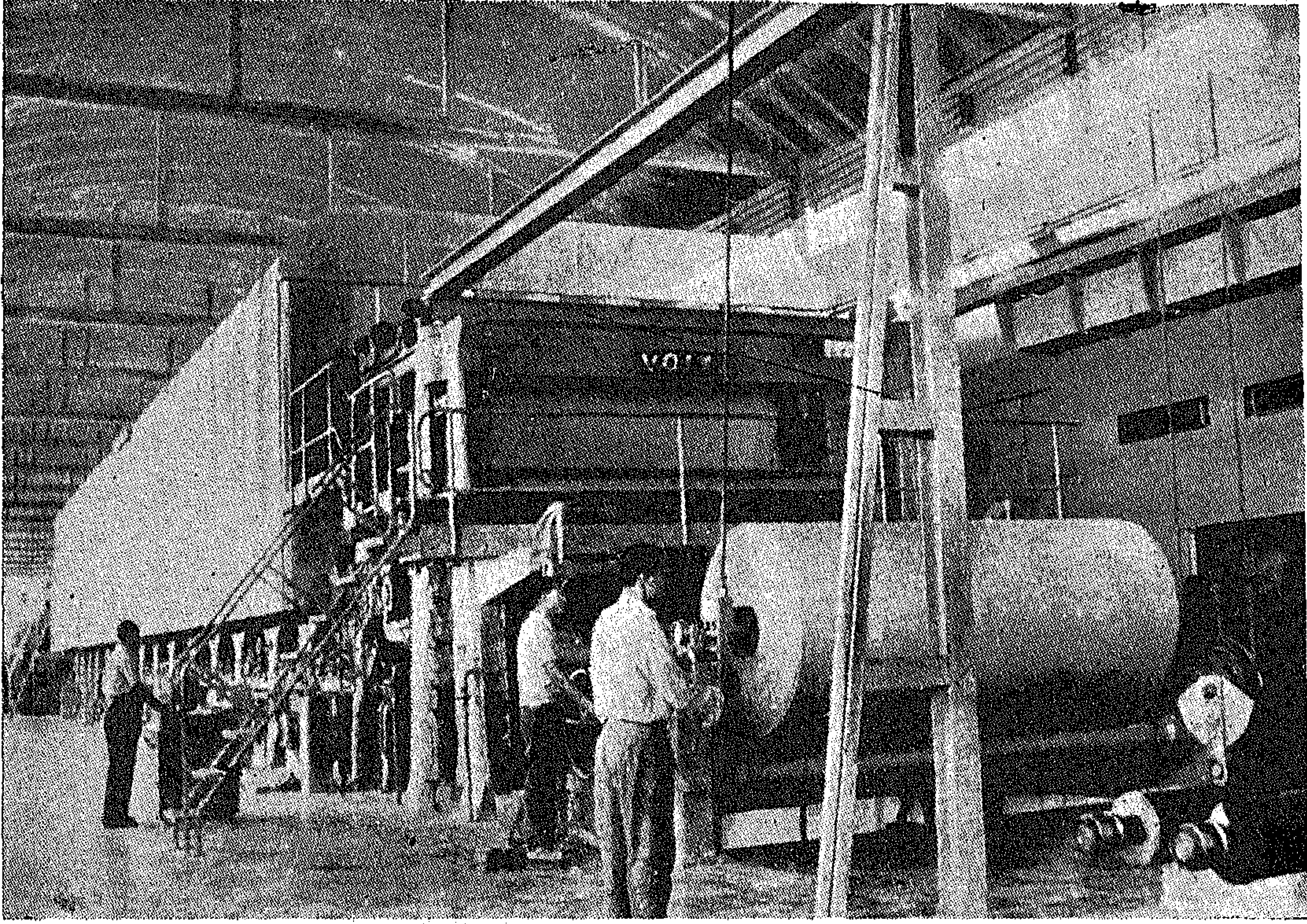
مكاتب البيع
بالإسكندرية
ممر شريف رقم ٨
تليفون ٢٥٦٤٤
بالقاهرة
٣ شارع الشواربي
شقة ٢٣
تليفون ٦٩٧٦١ (?)
٩٠ شارع الأزهر
تليفون ٤٤٨٨٣

وتنتج أيضًا

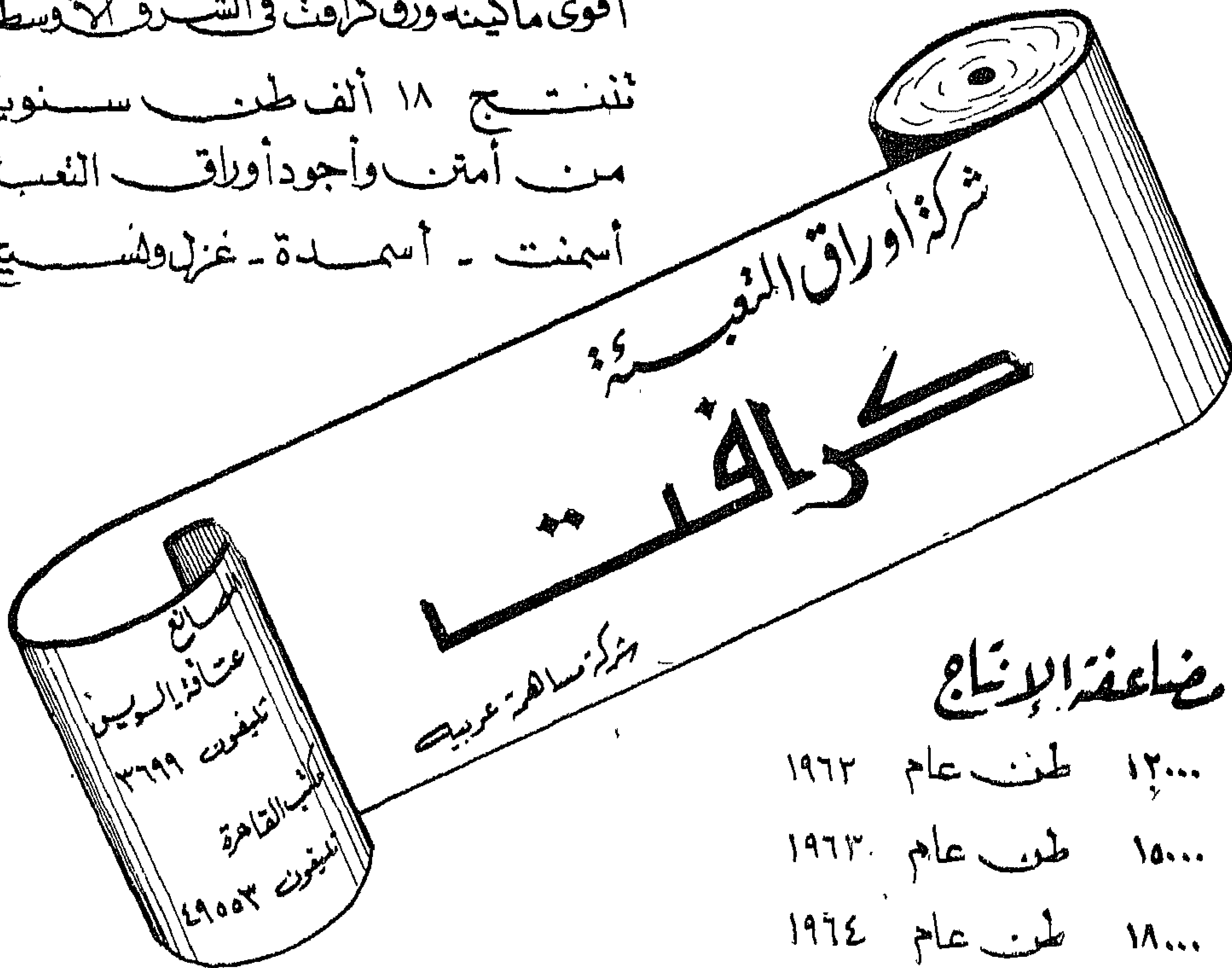
- خيوط الجاكار وغزل كتان من نمرة ١½ إلى نمرة ٥٠
- جميع أنواع الدوبارة للحزم والخياطة، وخيوط خاصة لخياطة الجلود والأحذية ٨ فتل ومفرد وكذلك أقمشة قلوع المراكب
- مشمعات مقاومة للرشح والحريق والعفن بعروض مختلفة وحسب الطلب ومن كتان ١٠٠٪
- خراطيم الحريق مقاسات من ٢ بوصة إلى ٤ بوصة بأطوال « « « ١٠٠٪

يضم مصنع غزل القطن وحدة غزل قطن من نمرة ١٢ إلى نمرة ٦٠
خيوط مفردة ومزوية وممشطة، قدرة إنتاجية ١٨٠٠ طن فى السنة

تلاقى منتجاتنا رواجًا كبيرًا فى أسواق الدول العربية والأفريقية وأوروبا

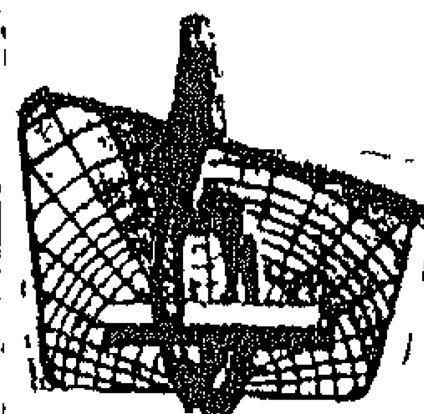


أقوى ماكينة ورق كرافت في الشرق الأوسط
تنتج ١٨ ألف طن سنويا
من أمتن وأجود أوراق التعبئة
أسمنت - أسمدة - غزل ونسيج



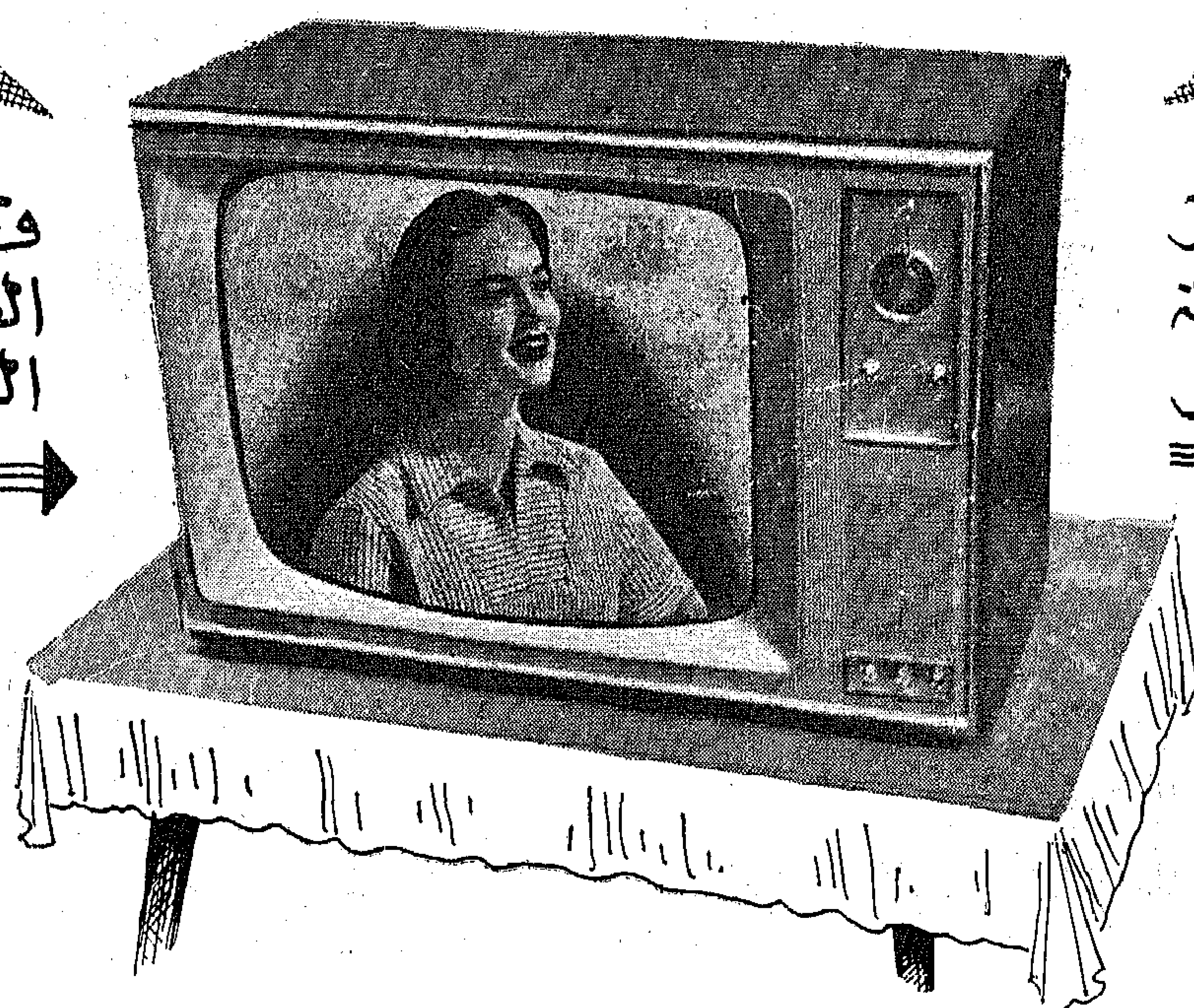
مضاعفة الإنتاج

١٢٠٠٠ طن عام ١٩٦٢
١٥٠٠٠ طن عام ١٩٦٣
١٨٠٠٠ طن عام ١٩٦٤

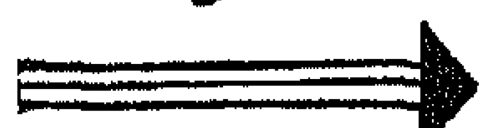


المؤسسة المصرية العامة للإذاعة والتليفزيون

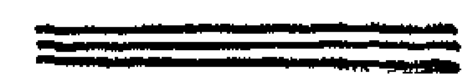
شركة النصر للتليفزيون



فخر الصناعة العربية



جهاز ٢٣ بوصة نصر



شركة النصر للتليفزيون

تضع إمكانياتها وخبراتها فى خدمة السادة العملاء ، فقد خصصت الشركة سيارات الخدمة المنزلية السريعة ، وتضع خبرة مراكز الخدمة التابعة لها والمنتشرة فى أرجاء الجمهورية فى خدمة الجميع .. وفى حالة وجود أى متاعب بجهازك إتصل بمراكز الخدمة الآتية :

- القاهرة : مركز خدمة دوبريه : ١٢ شارع سليمان الحلبى « دوبريه سابقا » تليفون : ٧٣١٩٣
  مركز خدمة كمال الدين صلاح : ٢٣ شارع كمال الدين صلاح « قصر الدوبارة » ت : ٢٧٤٦٦
  خدمات سريعة بالمنازل : تليفون ٢٧٣٥١ - ٢٧٣٥٢ - ٢٧٣٥٣
- الإسكندرية : مركز خدمة الإسكندرية : ٤٦ طريق الحرية تليفون : ٣٧٨٧٨
  مركز خدمة رشدى : ١٣٩ شارع أحمد شوقى / رشدى باشا ت : ٧٩٣٥٠
  خدمات سريعة بالمنازل : تليفون ٢٧٢٧٠ - ٢٧٢٧٨ - ٢٧٢٧٩
- دمنهور : ناصية شارعى كريم والفالوجا تليفون : ١١٣٢
- طنطا : ١٠ شارع احمد ماهر تليفون : ٥٣٥٥
- المنصورة : ٣ شارع على باشا مبارك بتوريل تليفون : ٥٨٦
- بورسعيد : ٧ شارع صفية زغلول تليفون : ٢٩٠٢
- السويس : تقاطع شارعى الجلاء والجيش تليفون : ٢١٤٦

ولأى شكوى إتصل بقسم العلاقات العامة بالشركة كتابة بالإدارة ٣٥ أ شارع منصور - باب اللوق - بالقاهرة

شركة مصر صباغى البيضا

ش . م . م

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للغزل والنسيج

أكبر وأحدث مصانع للصباغة والطباعة والتجهيز فى الشرق

تقدم تشكيلة ممتازة من إنتاجها الحديث الرائع من الأقمشة

ضد التجعد - ضد الانكماش - ضد الكى والبلليسيه

صباغة • تجهيز • طباعة بالشابلونات والإسطوانات





أقمشة مصر البيضا

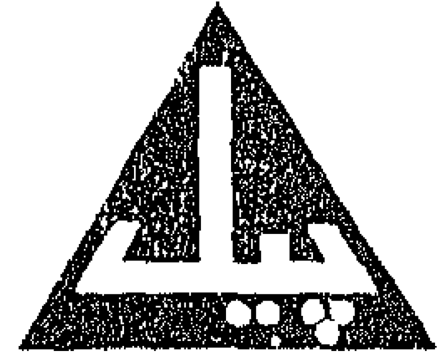
- رسومات حديثة
- ألوان ثابتة

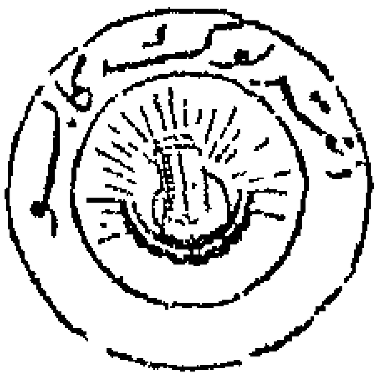
المنتجات التى حازت إعجاب دول العالم

أطلبوا دائماً منتجات مصر - البيضا من جميع محلات الأقمشة

شركة النصر للملابس والمنسوجات

"كابو وموجا مندمجة"



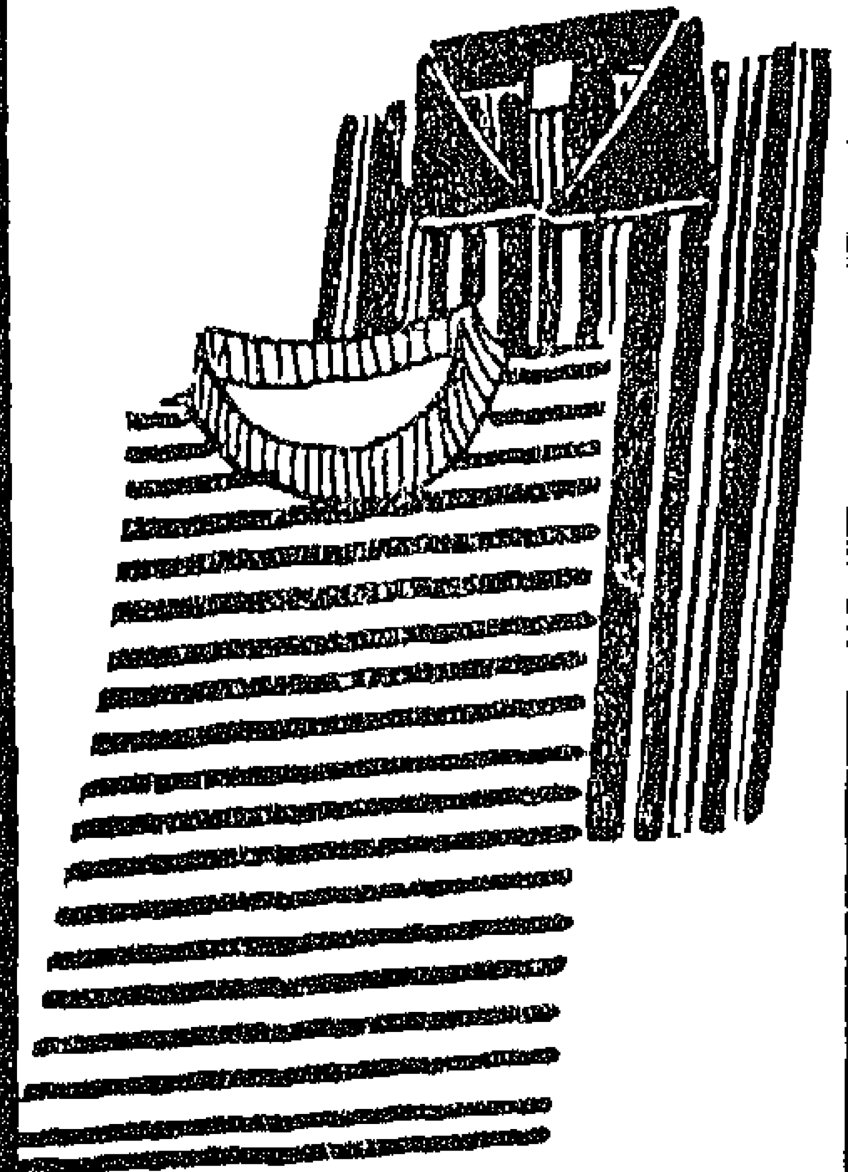


إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للغزل والنسيج



كبرى شركات الغزل والتريكو والملابس الداخلية والخارجية
في الجمهورية العربية المتحدة

رأس المال: ٧٧٥٠٠٠ جنيه مصري - عدد العمال: ٢٦٠٠



الإدارة والمصانع: ٤٠٧ / ٤٠٩ طريق قنال المحمودية بالإسكندرية
تليفون: ٧٦٥٨٢ - ٧٦٥٨٦
فرع البيع بالقاهرة: ١٤ شارع جوهر القائد بالموسكي ص.ب ٨٢٩
ت: ٥٣٢٦٧ - العنوان التلغرافي: بوما كابو

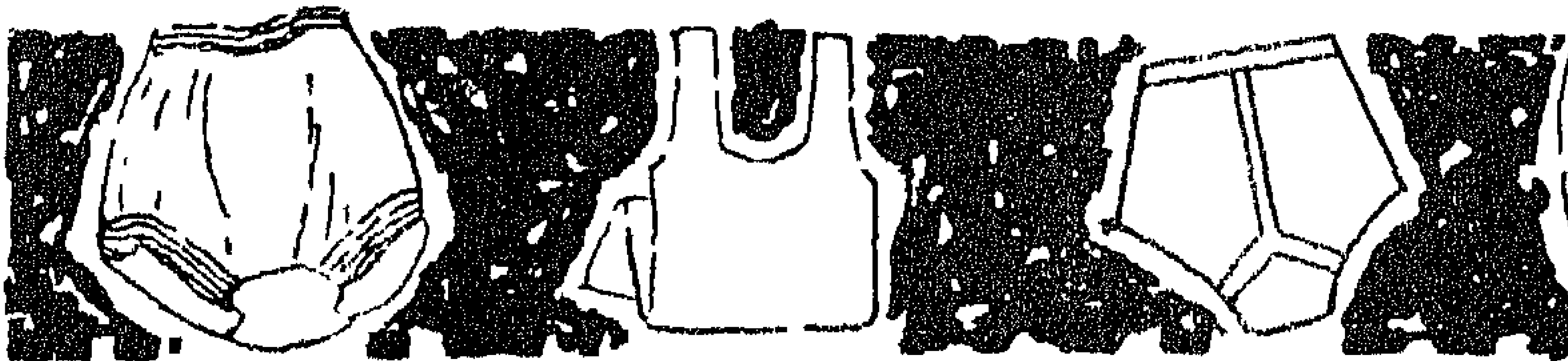
غزل قطن مسرح وممشط من نمرة ٧ إلى نمرة ٨٠
مفرد ومزوي - محروق الوبرة - محرر على الكون أو ردتم

ملابس داخلية من جميع الأنواع والمقاسات
رجالي وحريمي وأطفال



فانلات • سليبات • كالسونات • بيجامات
قمصان نوم
قطن - صوف - نايلون - ألياف صناعية
جوارب رجالي وحريمي وأطفال
قطن وصوف ونايلون
• صباغة • تبييض • تجهيز





إنتاج الشركة خلال عام ١٩٦١

غزل	:	١٩٥٠٠٠٠	كيلو
أقمشة تريكو	:	١٢٥٠٠٠٠	كيلو
ملابس داخلية وخارجية	:	٣٠٠٠٠٠	دستة
جوارب	:	٤٠٠٠٠	دستة

ش.م.ع

شركة طنطا للكتان والزيوت

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الكيماوية

طنطا

الشركة التي دعمت زراعة وصناعة الكتان في جمهوريتنا العربية
والتي أكسبت الكتان المصري بصادراتها ماركة «فورت» شهرة عالمية

الشركة منتجة زيت الكتان النى والمغلى ماركة «أبو الريش»
والحبال والدوبارة الكتانية بمختلف التخانات والمواصفات

تفخر بأن تقدم إلى العالم العربي إنتاجها الجديد

الخشب الحبيبي

من ساس الكتان

«أول إنتاج من نوعه في الشرق كله»

مقاس الألواح: ٢٤٤ X ١٢٢ سم
الكثافات: ٦٠٠ و ٥٠٠ و ٤٠٠ و ٣٠٠ كجم/سم٣
التخانات: ٨ و١٢ و١٦ و١٩ و٢٢ و٢٦ و٣٠ و٣٦ مم

استعمالاته الشائعة: صناعة الأثاث والأبواب تجليد الحوائط والأسقف والأرضيات. حوائط وقواطع. أعمال عزل الصوت وعزل الحرارة. صناعة المنازل الجاهزة. صناعة كباين الراديو والتليفزيون صناديق التعبئة والتغليف والتصدير .... الخ



للعمائر والأثاث

لكافة الاستعلامات اتصلوا بالشركة

المركز الرئيسي والمصانع: ميت حبيش البحرية/طنطا
إدارة المبيعات: ٣ شارع حسن رضوان/طنطا
تليفون: ٤٤٥٥/٤٦٢٧/٤٨٧١ - طنطا
العنوان البريدي: كيس بريد طنطا
العنوان التلغرافي: تافلاكر - طنطا

التجارة الخارجية المجرية

أسماء الصناعات الثقيلة للتعدين

جابور آرون
مسبك وأعمال هندسية - بودابست «٧٢»
صندوق بريد ٣٩ - العنوان التلغرافي : فاسونت
بودابست

جانز مافاج
مصانع قاطرات وعربات سكة حديد ومهندسون ميكانيكيون
بودابست ٧٠ - صندوق بريد ١٣٦
العنوان التلغرافي : جانز مافاج - بودابست

عربات سكة حديد مجرية
وورش أعمال - جابور / مصلحة التجارة الخارجية
بودابست - ف جوزيف ٢٥
العنوان التلغرافي : رابا - بودابست

كوبلكس
الشركة المجرية التجارية لمهمات المصانع
بودابست ٤ - صندوق بريد ٨٨
العنوان التلغرافي : كوبلكس - بودابست

متال إمبكس
الشركة التجارية المجرية للصلب والمعادن الأخرى
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ٣٣٠
العنوان التلغرافي : متال أمبكس - بودابست

منرال إمبكس
شركة التجارة المجرية للزيوت والمنتجات المعدنية
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ١٣٠
العنوان التلغرافي : منرال إمبكس - بودابست

نيكس
شركة التجارة المجرية لمنتجات الصناعة الثقيلة
بودابست ٤ - صندوق بريد : ١٠٣
العنوان التلغرافي : نيكس اكسبورت / بودابست

الهندسة - عربات الطرق - آلات فرنيون
شركة التجارة المجرية للبضائع الفنية
بودابست ٥٣ - صندوق بريد : ١٩٠
العنوان التلغرافي : فرنيون - بودابست

سترامكس
شركة التجارة المجرية للآلات
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ٢٠٢
العنوان التلغرافي : إنسترومنت - بودابست

شركة التجارة المجرية للسيارات
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ٢٤٩
العنوان التلغرافي : موجرت - بودابست

بانونيا
شركة تصدير الصلب (سيبل) والأشغال المعدنية
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ٣٥٤
العنوان التلغرافي : بانونيا - بودابست

تكنو أمبكس
شركة ماكينات الصناعات المجرية
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ١٨٣
العنوان التلغرافي : تكنوامبكس - بودابست

الصناعات الكهربائية «بودافوكس»
شركة المواصلات اللاسلكية - بودابست
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ٢٦٧
العنوان التلغرافي : بودافوكس - بودابست

الكترو إمبكس
شركة التجارة المجرية للأدوات والسلع اللاسلكية
والآلات الدقيقة - بودابست ٦٢
صندوق بريد : ٢٩٦ - العنوان التلغرافي : الكترو - بودابست

جانز
صناعة العدادات - مصلحة التصدير
بودابست ٥٣ - صندوق بريد : ١٧٢
العنوان التلغرافي : جانز ميتر - بودابست

مديكور
درشت رونتجن
بودابست ٤ - صندوق بريد : ٢٥٥
العنوان التلغرافي : مديكور - بودابست

شركة اللمبات الأتوماتيكية والأدوات الكهربائية
المراسلات : أوهيبست

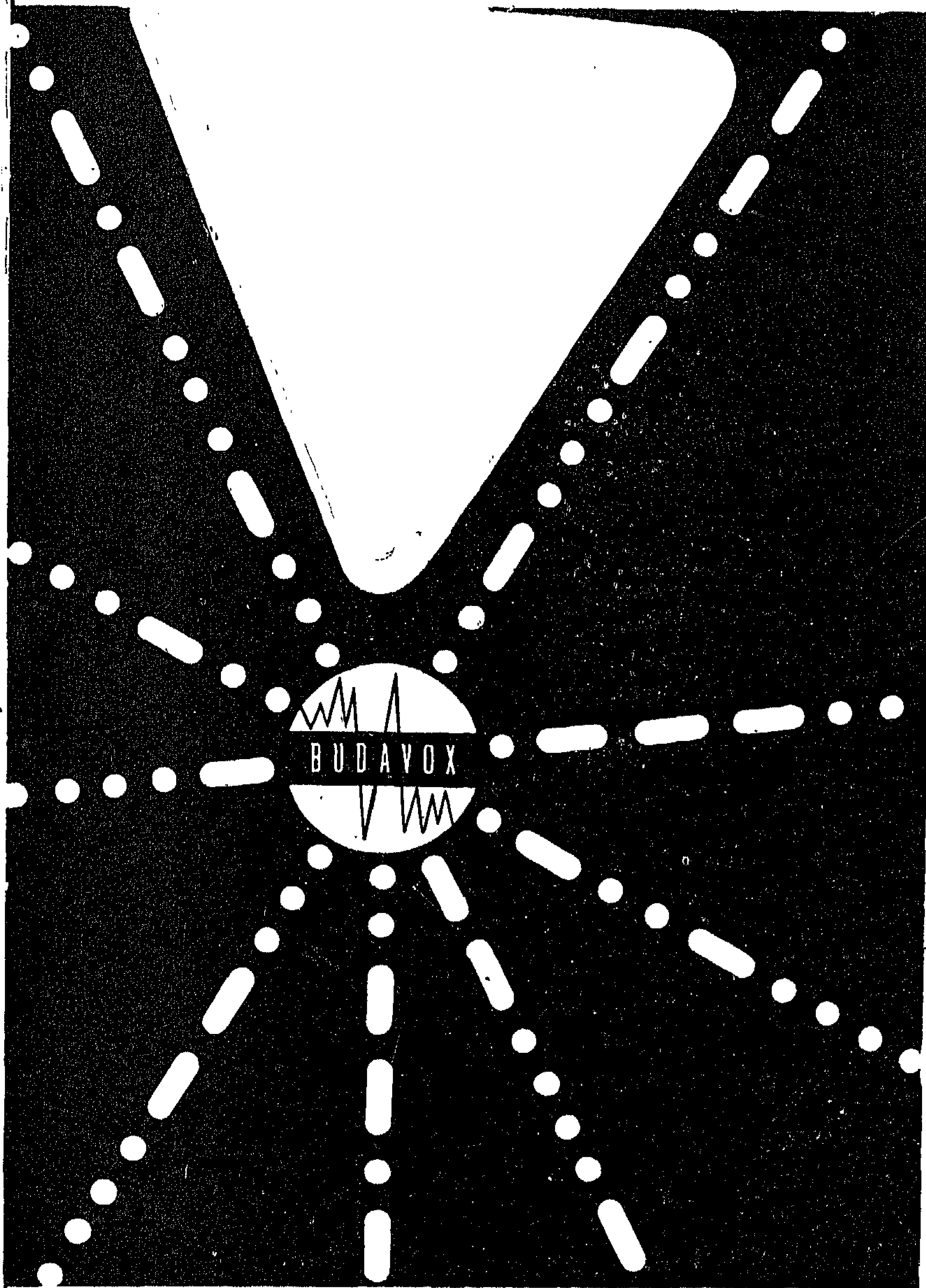
ترانس الكترا
شركة التجارة المجرية للأدوات والمهمات الكهربائية
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ٣٧٧
العنوان التلغرافي : ترانس الكترو - بودابست

الكيماويات والأدوية

شمول أمبكس
شركة التجارة الخارجية للكيماويات
بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ٢٤٨
العنوان التلغرافي : شمول امبكس - بودابست

شركات التجارة الخارجية المجرية

برنامجنا الانتاجى



س ب ، ل ب
جهاز تليفون

س ب ، ل ب
محوّلات

تليفون
أوتوماتيكى

تجهيزات ومهمات
محطة الإعادة

موصّلات الأمواج
المكبّرة للراديو

أجهزة استلام
متحركة وممكن حملها

أجهزة توليد
الذبذبات العالية

آلات قياس
الإرسال

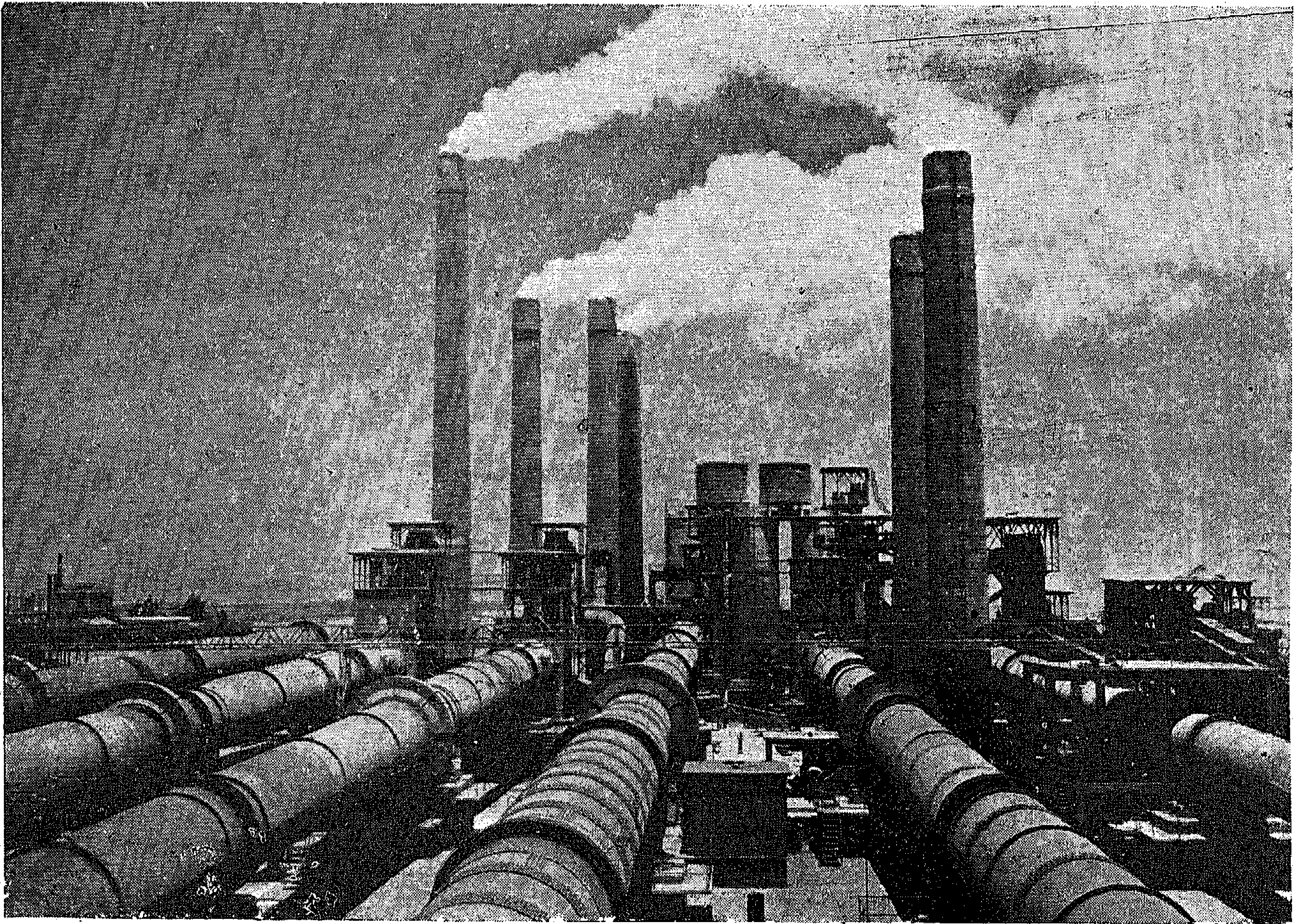
بوداڤوكس
شركة المواصلات
بودابست

المكاتبات : بودابست ٦٢ - صندوق بريد : ٢٦٧
العنوان التلغرافى : بوداڤوكس - بودابست

الأسمنت الأبيض

مقدمـــة :

الأسمنت البورتلاندى مادة رابطة لها خاصية التصلب وعدم التحلل تحت الماء . اكتشفت سنة ١٨٢٤ بحرق خليط من الحجر الجيرى والطفلة . ومنذ ذلك التاريخ أدخلت تحسينات على هذه المادة وأنتج منها أنواعاً مختلفة لتلائم الظروف التى تستخدم فيها ، وأصبحت صناعة الأسمنت الآن من الصناعات الأساسية فى مختلف البلدان الصناعية .



مصنع شركة أسمنت بورتلاند بحلوان (٦ أفران)

ولقد كانت الجمهورية العربية المتحدة أسبق بلاد الشرق الأوسط فى إنتاج الأسمنت لما حبتها الطبيعة من وجود المواد الأولية اللازمة لهذه الصناعة بوفرة وعلى درجة كبيرة من النقاء ، إذ يتوفر كل من الحجر الجيرى والطفلة على إمتداد ضفتى النيل.

ويتم إنتاج أنواع الأسمنت المختلفة من :

أسمنت بورتلاندى عادى

أسمنت بورتلاندى سريع التصلب (سوبركريت)

أسمنت بورتلاندى مقاوم لمياه البحار والمياه الكبريتية (سيوانز)

أسمنت بورتلاندى الخاص بالخزانات (لوهيت)

أسمنت بورتلاندى حديدى

تقوم بصناعتها أربع شركات كبرى ، وهى :

شركة أسمنت بورتلاند طره المصرية ، التى تأسست سنة ١٩٢٧

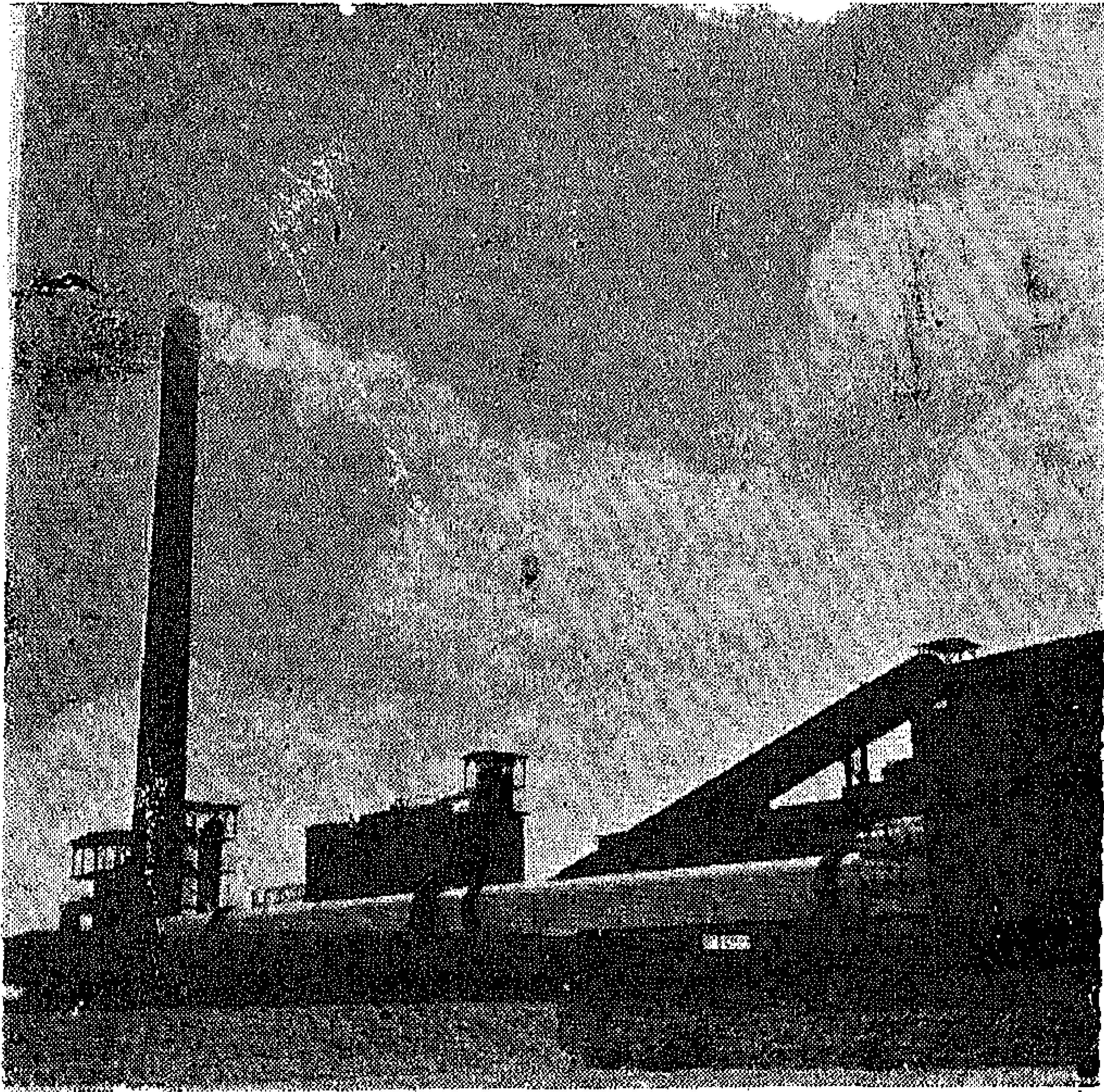
شركة أسمنت بورتلاند بحلوان ، التى تأسست سنة ١٩٢٩

شركة الاسكندرية لأسمنت بورتلاند ، التى تأسست سنة ١٩٤٨

الشركة القومية لإنتاج الأسمنت ، التى تأسست سنة ١٩٥٦

ولقد اكتسبت الجمهورية العربية المتحدة خبرات لا تضارع فى مضمار هذه الصناعة مكنتها من إنتاج كل هذه الأنواع من الأسمنت بجودة تفوق الحدود العالمية المعتمدة لكل هذه الأنواع ، كما أهلتها تلك الخبرات أخيراً لأن تنتج الأسمنت البورتلاندى الأبيض بنجاح إلى درجة تفوقه على مختلف المواصفات العالمية فى كافة الخواص الكيميائية والطبيعية .

وقد أصبحت الجمهورية العربية المتحدة من أهم المصادر التى تستمد منها دول منطقة الشرق الاوسط وغيرها من المناطق الخبرة فى هذه الصناعة ، كما تستورد منها هذه الدول كافة أنواع الأسمنت وبالأخص الأسمنت الأبيض ، لما لها من ميزة جغرافية لتوسطها بين القارات الثلاث ، أفريقيا وآسيا وأوروبا ، وقربها النسبى إلى البلاد المستهلكة للأسمنت فى هذه القارات .



مصنع إنتاج الأسمنت الابيض
بشركة أسمنت بورتلاند بحلوان

صناعة الأسمنت الأبيض :

يشترط فى خامات الأسمنت الأبيض أن تكون نقية تكاد تخلو من أكاسيد الحديد والمنجنيز والكروم وكل ما يؤثر على بياض لونه .

والأسمنت الأبيض المصرى يصنع من الحجر الجيرى النقى — من محاجر منطقة سمالوط بالوجه القبلى — ومن الرمل الزجاجى والكاولين والألباستر — من محاجر منطقة صحراء سيناء ، وهى جميعاً على درجة عالية من النقاء .

تمر صناعة الأسمنت الأبيض بنفس المراحل التي ينتج بها الأسمنت العادى ، مع مزيد من العناية والحرص لضمان نقائه .

تكسر المواد الأولية فى كسارات خاصة لتفتيتها إلى أحجام صغيرة جداً ، لا تتعدى ١ سم ، ومنها إلى طواحين المواد الأولية حيث يطحن الحجر الجيرى والكاولين المجروشين مع الرمل والماء إلى عجينة على درجة عالية من النعومة وتخزن هذه العجينة فى صوامع مغلقة ، ومنها إلى حوض العجينة الذى يغذى الفرن الدائر .

تحرق العجينة السالفة الذكر فى فرن دائر وتمر داخله بمراحل مختلفة من تجفيف إلى تكليس ثم حرق فى منطقة الحريق حيث يتم اتحاد مكونات الخامات من أكسيد كلسيوم وسليكا وألومينا ببعضها لتكون مكونات الأسمنت من ثنائى وثلاثى سليكات الكلسيوم Di and Tricalcium Silicate وثلاثى ألومينات الكلسيوم Tricalcium Aluminate وهى المكونات التى ترجع إليها قوة الأسمنت .

هذا وقد أدخلت تعديلات على أفران الحريق الخاصة بالأسمنت الأبيض بأن زود الفرن من الداخل بجهاز خاص من شأنه اختزال الآثار البسيطة من أكاسيد الحديد وغيرها من الأكاسيد التى تؤثر فى بياض الأسمنت فيخرج بعدها الأسمنت الخام (الكلينكر) من الفرن زاهياً لا يشوب بياضه شيئاً .

يخزن الكلينكر فى صوامع مغلقة امعاناً فى التحفظ عليه من التلوث بغبار الجو .

ثم يطحن الكلينكر فى طواحين دائرة مع نسبة بسيطة من الألباستر (الذى ينظم زمن شك الأسمنت) ، ويجرى الطحن إلى درجة عالية جداً من النعومة ، مما يزيد فى قوته ونصوع بياضه .

وتختلف طواحين المواد الخام والأسمنت عن مثيلاتها فى الأسمنت العادى ، إذ أن المواد الطاحنة والبلاط المبطن للطواحين فى الحالة الأولى من الزلط الأبيض . بينما هى من الصلب فى الأسمنت العادى ، وبذلك نضمن استحالة تلوث لون الأسمنت الأبيض أثناء الطحن .

ولقد كان إنتاج الأسمنت الأبيض فتحاً جديداً فى ميدان الصناعة ، إذ تأتى للجمهورية العربية المتحدة أن تنتجه ناصع البياض (تبلغ درجة بياضه ما بين ٨٧٪ إلى ٨٨٪ ، وهو مستوى عال إذا قورن بالأسمنتات العالمية البيضاء) ، هذا فضلاً عن تفوقه فى خواصه الكيميائية والطبيعية على الحدود المعتمدة فى المواصفات العالمية للأسمنت البورتلاندى العادى ، مثل :

المواصفات القياسية البريطانية B.S. 12/1958	المواصفات القياسية الأمريكية A.S.T.M. C — 150/56
المواصفات القياسية الألمانية 1..225 Din 1164	المواصفات القياسية الفرنسية NF. p15 — 302

وتنص الاشتراطات الخاصة بالأسمنت البورتلاندى التى تحددها هذه المواصفات العالمية على أنه يجب ألا تضاف أى مادة غريبة للأسمنت بعد حرقه إلا نسبة بسيطة من الجبس لتنظم زمن تماسكه بحيث لا تتعدى هذه النسبة ٣٪ (ثالث أوكسيد الكبريت S3°) كما أنه يجب ألا يتعدى الفاقد بالحريق ٣٪ وأوكسيد المغنسيوم ٤٪ وألا يقل معامل التشبع الجيرى عن ٠٫٦٦٪ أو أن يزيد عن ١٫٠٢٪ ضماناً لربط مكونات الأسمنت أثناء حرقه ، هذا بخلاف اشتراطات النعومة والقوة .

ولقد أثبتت الاختبارات الطبيعية والكيميائية التى أجريت على الأسمنت الأبيض المصرى بمعامل هارى ستانجر البريطانية بلندن تفوقه فى القوة والصلابة على أحدث المواصفات البريطانية للأسمنت البورتلاندى :

TELEPHONE ELSTREE 1306

R. H. HARRY STANGER
A.M.I.C.E. A.M.I.Mech.E. M.I.Struct.E. F.C.S.
PARTNERS
C. H. STANGER, A.M.I.C.E. A.I.Struct.E.
D. I. WATSON, B.Sc., F.I.M. A.R.I.C.
G. C. WILSON, B.Sc.(Eng.) A.M.I.C.E.

SUMMERFIELD HOUSE, ELSTREE, HERTS.
LONDON OFFICE: 1 24-28, TOTHILL STREET, S.W.1

FILE No. 933/61
Test No. 7761

R. H. HARRY STANGER
(INCORPORATING HENRY FAIJA & CO.)

REPORT OF TESTS OF A SAMPLE OF WHITE PORTLAND CEMENT 8.3.61.

Received from yourselves on the 20th March 1961.

YOUR REF: SA/IL/53-61.

MECHANICAL TESTS

(Tested in accordance with British Standard 12:1958)

FINENESS

SPECIFICATION
SPECIFIC SURFACE (minimum)
Ordinary Portland and Portland Blast-Furnace Cement 2250 sq. cm/gm.
Rapid Hardening Portland Cement 3250 sq. cm./gm.

Specific Surface 3540 sq. cm./gm.

SETTING TIME

SPECIFICATION
Initial 45 minutes (minimum)
Final 10 hours (maximum)

Initial = 105 minutes.
Final = 2 hrs.35 mins.

Percentage of water required to give a paste of Standard Consistency. = 25.0 %

COMPRESSIVE STRENGTH

SPECIFICATION

MORTAR (3 sand, 1 cement) Minimum at	3 days	7 days
Ordinary Portland	2200	3400
Portland Blast Furnace	1600	3000
Rapid Hardening Portland	3000	4000

CONCRETE (6 aggregate, 1 cement approx.) Minimum at	3 days	7 days
Ordinary Portland	1200	2000
Portland Blast Furnace	800	1600
Rapid Hardening Portland	1700	2500

MORTAR 3 DAYS lb. per sq. in.	MORTAR 7 DAYS lb. per sq. in.	CONCRETE 3 DAYS lb. per sq. in.	CONCRETE 7 DAYS lb. per sq. in.
4200	5740	2350	3190
4000	5620	2270	3080
3910	5480	2240	3020
4040	5610	2290	3100

Percentage of water used in gauging. 10 %

Water cement ratio 0·6

SOUNDNESS

SPECIFICATION
To expand not more than 10 mm., nor more than 5 mm after 7 days aeration if previous test fails.

EXPANSION.
As received ... = Nil mm.
After 7 days' aeration = mm.

CHEMICAL ANALYSIS

Specification Maximum B.S.12	Specification Maximum B.S.146		Parts Per cent.
—	—	Silica (SiO_2)	25.20
1·5	1·5	Insoluble Residue	0.12
—	—	Alumina (Al_2O_3)	5.96
—	—	Ferric Oxide (Fe_2O_3)	0.38
—	—	Lime (CaO)	64.03
4·0	7·0	Magnesia (MgO)	0.36
—	3·0	Sulphuric Anhydride (SO_3)	2.06
3·0	3·0	Loss on Ignition	0.94
—	—	Undetermined	0.90
		TOTAL	100.00
		Total Alkali K_2O	
		Total Alkali Na_2O	
2·5 3·0	6·75	Total Sulphur Expressed as SO_3	2.06
—	1·5	Sulphur present as Sulphide (S)	Nil
Min 0·66 Max 1·02	—	Lime saturation factor =	0.80
Min 0·66	—	$\frac{\% Al_2O_3}{\% Fe_2O_3}$ =	15.68
		Tricalcium Aluminate =	

W.R.&M. 11/59

The above results comply with the requirements of B.S.12:1958 for Ordinary Portland Cement.

The Helwan Portland Cement Company,
P.O. Box 75,
"Francois Tagher" Building,
Sharia Elhamy,
Kasr El-Doubara,
Cairo, Egypt.

For R.H. Harry Stanger
18th April 1961.

صورة شهادة التحليل المعتمدة من معامل هارى ستانجر البريطانية بلندن

التحليل الكيميائى	شروط المواصفات البريطانية	نتائج اختبارات الأسمنت المصرى	اختبارات القوة	شروط المواصفات البريطانية	نتائج اختبارات الأسمنت المصرى
ثانى أوكسيد السليكون	—	٢٥٫٢٠٪	(١) اجهادالضغط على مكعبات		
مواد بترولية	١٫٥	٠٫١٢	خليط أسمنت ورمل ١:٣		
أوكسيد ألومينا	—	٥٫٩٦	بعد ٣ أيام	٢٢٠٠ رطل/	٤٠٤٠ رطل/
أوكسيد حديديك	—	٠٫٣٨		بوصة مربعة	بوصة مربعة
أوكسيد كالسيوم	—	٦٤٫٠٣	بعد ٧ أيام	٣٤٠٠ رطل/	٥٦١٠ رطل/
أوكسيد مغنسيوم	٤٫٠	٠٫٣٦		بوصة مربعة	بوصة مربعة
ثالث أوكسيد الكبريت	٣٫٠	٢٫٠٦	(٢) اجهادالضغط على مكعبات		
الفاقد بالحريق	٣٫٠	٠٫٩٤	خرسانة أسمنت وزلط ١:٦		
غير محدد	—	٠٫٩٠	بعد ٣ أيام	١٢٠٠ رطل/	٢٢٩٠ رطل/
النعومة : السطح النوعى سم٢/جم	٢٢٥٠سم٢/جم	٣٥٤٠ سم٢/جم		بوصة مربعة	بوصة مربعة
زمن الشك الابتدائى : حد أدنى	٤٥ دقيقة	١٠٥ دقيقة	بعد ٧ أيام	٢٠٠٠ رطل/	٣١٠٠ رطل/
زمن الشك النهائى : حد أقصى	١٠ ساعات	٢ساعة و٣٥دقيقة		بوصة مربعة	بوصة مربعة

بعض الاختبارات الأخرى الخاصة بالأسمنت الابيض :

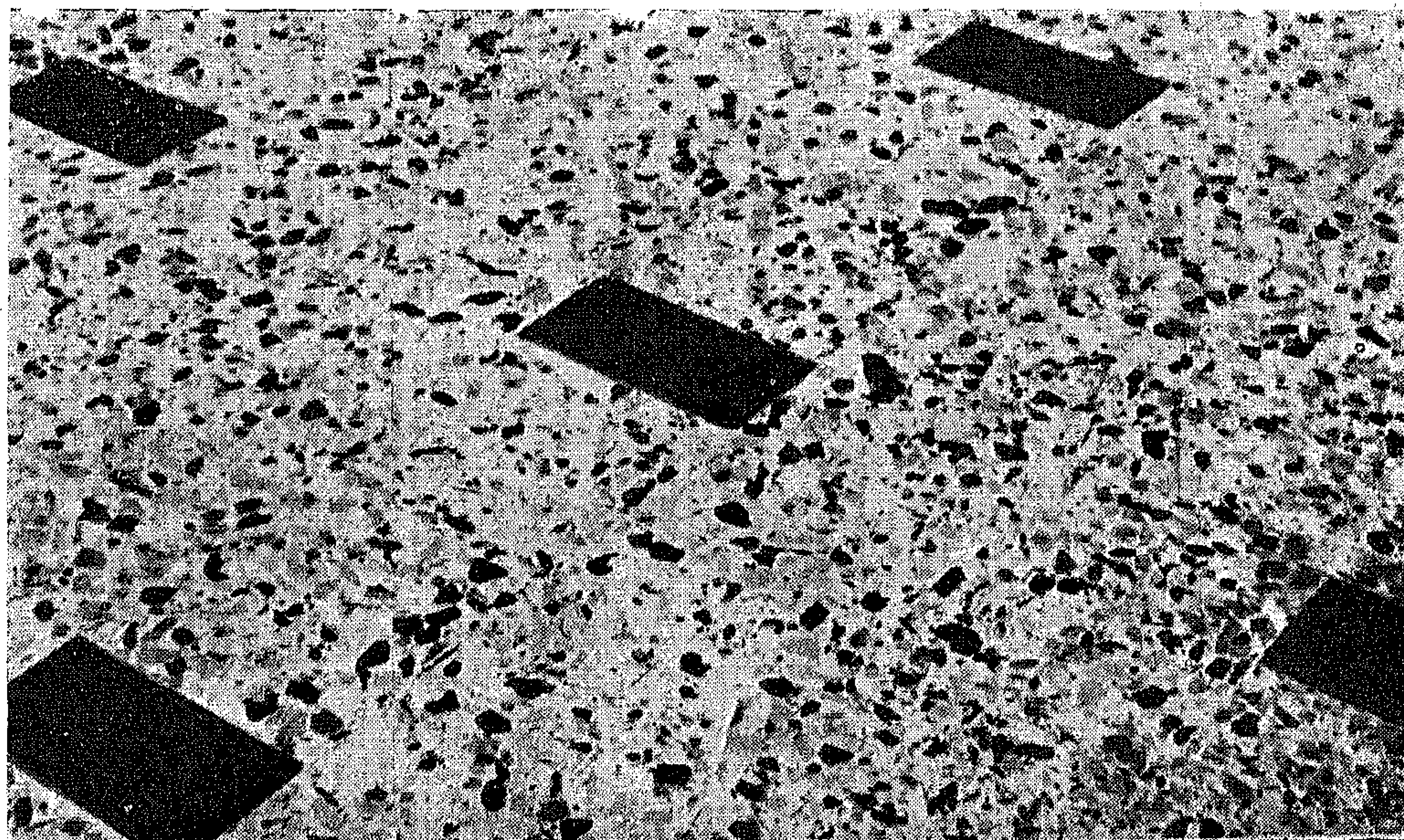
ومن أهم التجارب الدقيقة الحساسة التي تجرى يومياً على الأسمنت الأبيض دون غيره هى تجارب اختبار درجة البياض[1] وتحديد الكميات الطفيفة (آثار) من أكاسيد الحديد والمنجنيز والكروم بواسطة أجهزة الكترونية دقيقة[2].

وجوه استعمال الأسمنت الأبيض :

إن نظرة واحدة إلى ما يقام حالياً فى بلادنا وغيرها من بدائع فن العمارة لكفيلة بإدراك ما يضيفه اللون الأبيض من مزايا ، فهو يعطى الاحساس السريع بالضوء والجمال ، وهو الوحيد من ألوان الطيف الذى يعبر عن البراءة وعن السرور والبهجة ، وهو فى نفس الوقت يكون دائماً منسجماً مع كل التأثيرات اللونية المحيطة به ويزيد فى قوتها وتجاوبها مع بعضها البعض .

والزخرفة المعمارية المصنوعة من الأسمنت الأبيض لا ينال منها الزمن أو تعدو عليها المؤثرات الجوية .

وجدير بالذكر أن الأسمنت الأبيض يمكن صبغه إلى أى لون مرغوب من كافة الألوان التى يمكن أن ينسق بينها فتخرج عملاً فنياً رائعاً فى بياض أى نوع من أنواع المنشآت من الخارج أو الداخل وفى أى نوع من أنواع المصنوعات الأسمنتية كالبلاط والموزايكو والتماثيل وغير ذلك .



بلاط موزايكو من الأسمنت الأبيض

---

(١) Beckman, *Spectrophotometer.*

(٢) لإيجاد آثار الأكاسيد Photometric, Metal and Water Analysis.

ويمكن تلخيص وجوه استعمال الأسمنت الأبيض فيما يلي :

١ — البلاط بكافة أنواعه .

٢ — الموزايك بمختلف أنواع تشكيله ، كالبلاط والأعمدة وقطع الموزايك وقطع الواجهات ودرج السلم وأرضيات وجوانب الحوائط والأسفال وأحواض الزهور والزينة وأحواض السباحة والتماثيل .

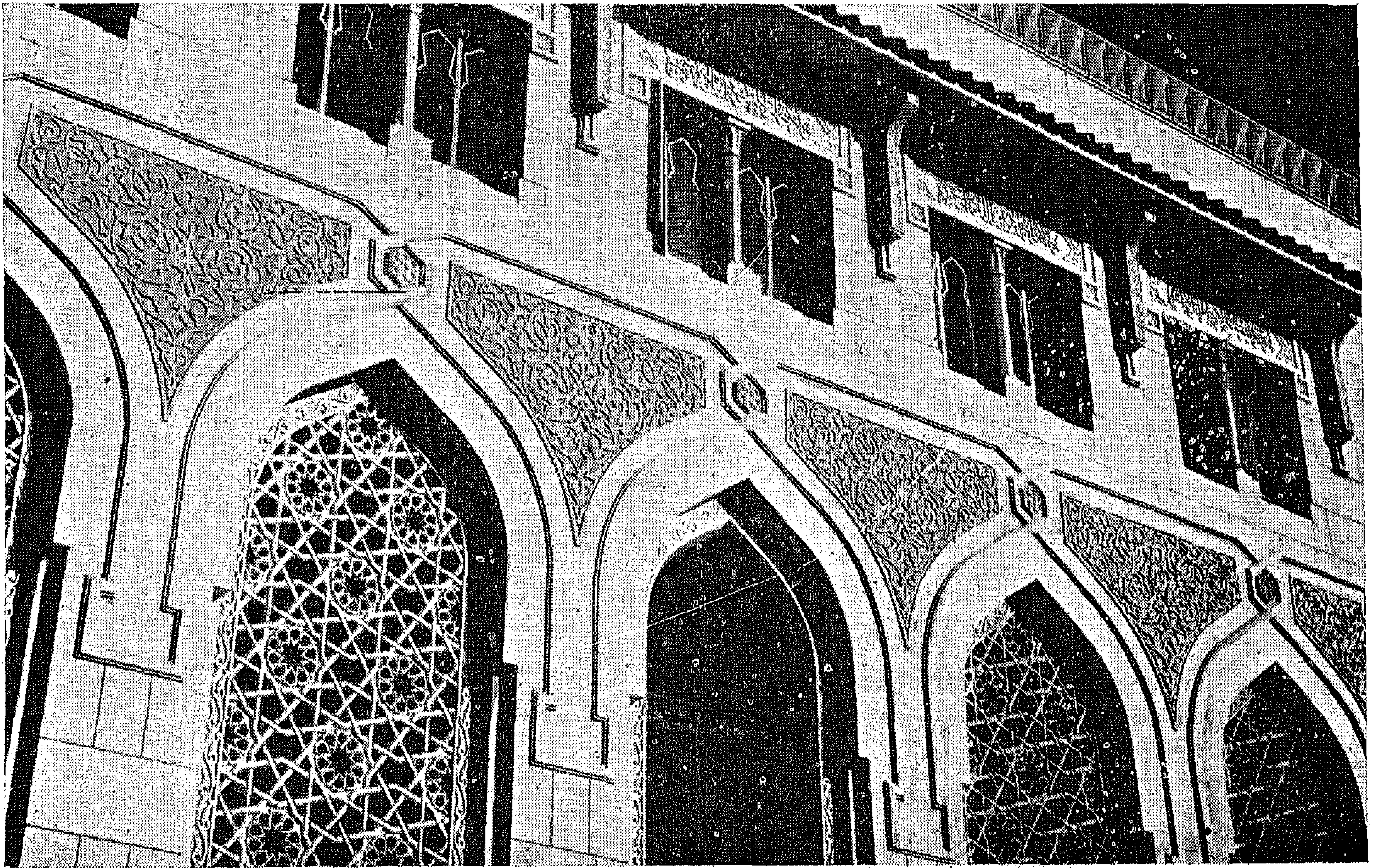
٣ — تغطية الأسطح الخارجية للمباني بمونة الأسمنت الأبيض أو الملون بأشكال مختلفة .

٤ — لصق الرخام والسيراميك والطوب الزجاجي والأدوات الصحية وخلافها .

٥ — الحجر الصناعي وجميع أنواع المصبوبات التي يجب أن يتوفر لها صفة الدوام ، مثل الأسوار والبلكونات والأسقف والافريزات .

٦ — أرصفة الطرق وعلامات اشارات المرور الأرضية بالطرق والمطارات وحواجز الطرق الجبلية .

٧ — ترميم الآثار للحصول على نفس اللون القديم وأعمال التماثيل والنافورات وغيرها .



نقوش من الأسمنت الأبيض (واجهة جامع)

الاحتياطيات الواجب اتخاذها في وجوه الاستعمال المختلفة :

إن لكل صانع طريقته الخاصة في استعمال الأسمنت الأبيض ، وله طريقته الخاصة أيضاً في اختيار أنواع الرمال والبودرة والحصى (البحص) وخلافه ، إلا أننا نود أن نذكر بعض الملاحظات التي لو أتبعها الصانع أثناء عمله لحصل على أحسن النتائج :

(أ) صناعة البلاط :

عند عمل خلطة الأسمنت لواجهة البلاط يجب مراعاة الملاحظات الآتية :

— أن تكون الخامات نظيفة ونقية وأن تكون البودرة المستعملة (الغبرا) من نوع جديد وألا تكون ناعمة جداً أو مختلطة بمواد غريبة مثل الطفلة أو الطمى حتى لا يتسبب عنها تقوس البلاط .

— يضاف الأسمنت الأبيض إلى بودرة الحجر (الغبرا) وتخلط جيداً يدوياً أو آلياً .

— تؤخذ كميات مناسبة من الخليط السابق على قدر احتياجات العمل ويضاف إليها أقل كمية من الماء تكفى لتكوين عجينة لينة .

— يجب دعك (جبل) هذه العجينة جيداً ومراراً حتى لا نترك فيها كتل متماسكة من الأسمنت ويضاف إليها بعد ذلك البحص اللازم وتخلط جيداً باستمرار حتى تكون متجانسة ولا يجب إضافة الماء إلا عند اللزوم .

— لا يجوز أن نترك العجينة دون استعمال أكثر من اللازم حتى لا تماسك وتفقد قوتها إذا جبلت بعد ذلك .

— يجب هز قالب البلاط أثناء الصب حتى تكون قطع البحص متجانسة فى البلاطة ولا تنفصل عن الأسمنت .

— يجب غمر البلاط فى ماء نظيف بعد اليوم الأول من صنعه ولمدة ثلاثة أيام ثم يحفظ فى مكان رطب مع استمرار رشه بالماء ، فإن ذلك يزيد فى قوة البلاط .

(ب) صناعة قطع الموزايكو وقطع الدرج :

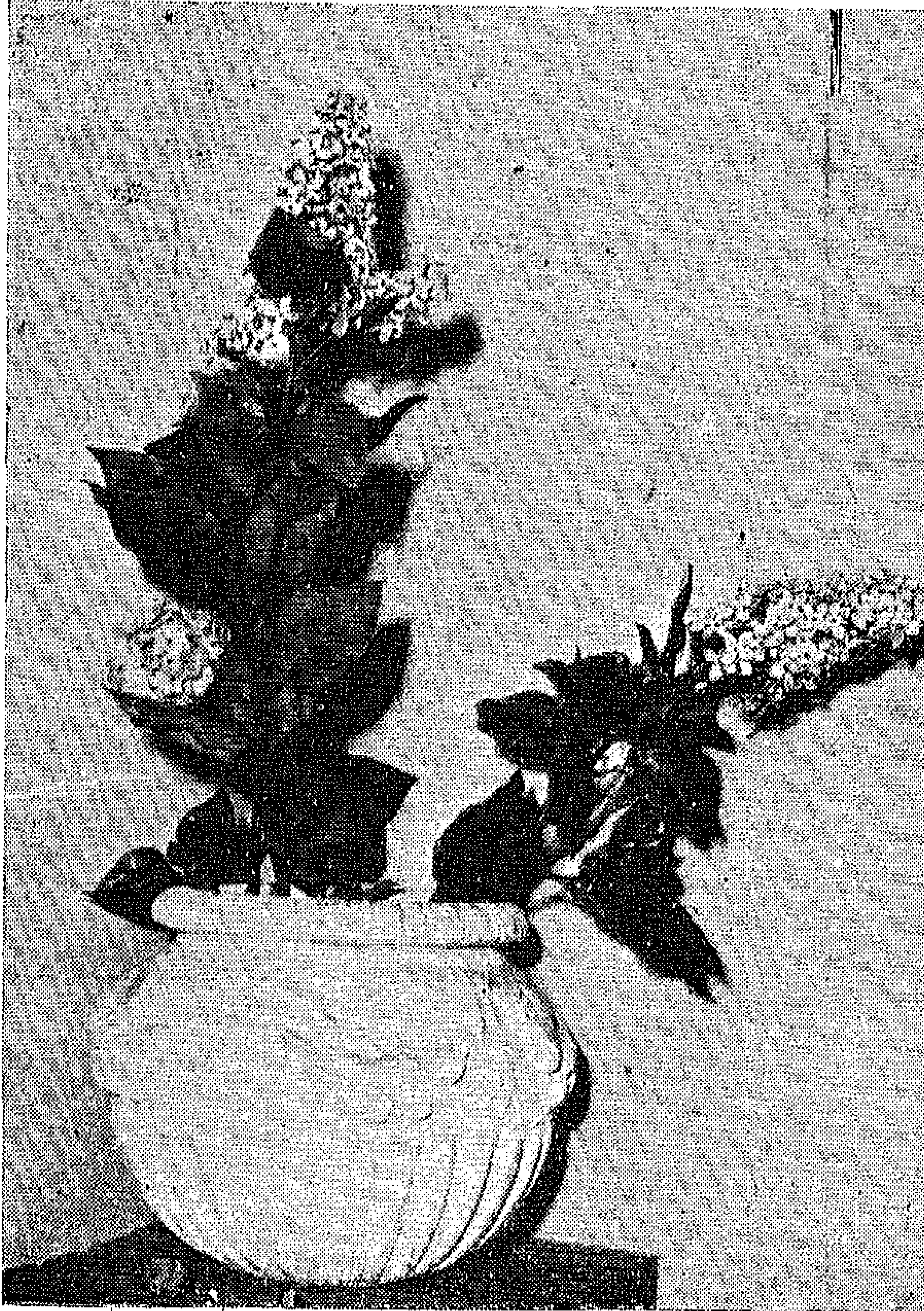
للحصول على أحسن النتائج باستعمال الاسمنت المصرى ننصح باتباع الارشادات الآتية :

— يجب أن يكون كسر الموزايكو أو الرخام أو البحص الملون من قوة متساوية ومن أحجام متفاوتة ويجب غسلها جيداً قبل الاستعمال .

— يجب إضافة أقل نسبة من الماء إلى الجبلة حتى تكون عجينة متماسكة ويجب خلطها ودعكها جيداً حتى تكون جميعها متجانسة ومرنة ولها قوام متماسك

— تصب الجبلة مباشرة بعد دعكها فى القوالب الخاصة بذلك أو الحوجز اللازمة مع دق الجبلة جيداً وهزها أثناء الصب حتى تكون قطعة متماسكة متجانسة مثل الخرسانة .

— يجب ملاحظة أن لا تترك الجبلة بعد خلطها بالماء بدون دعك أو أن تترك بدون استعمال لمدة طويلة



استعمال الأسمنت الأبيض فى مصبوبات الزينة
(زهرية)

تزيد عن ساعة أو اثنين لئلا تتماسك وإذا دعكت بعد ذلك تكون قد فقدت قوتها (قطت) .

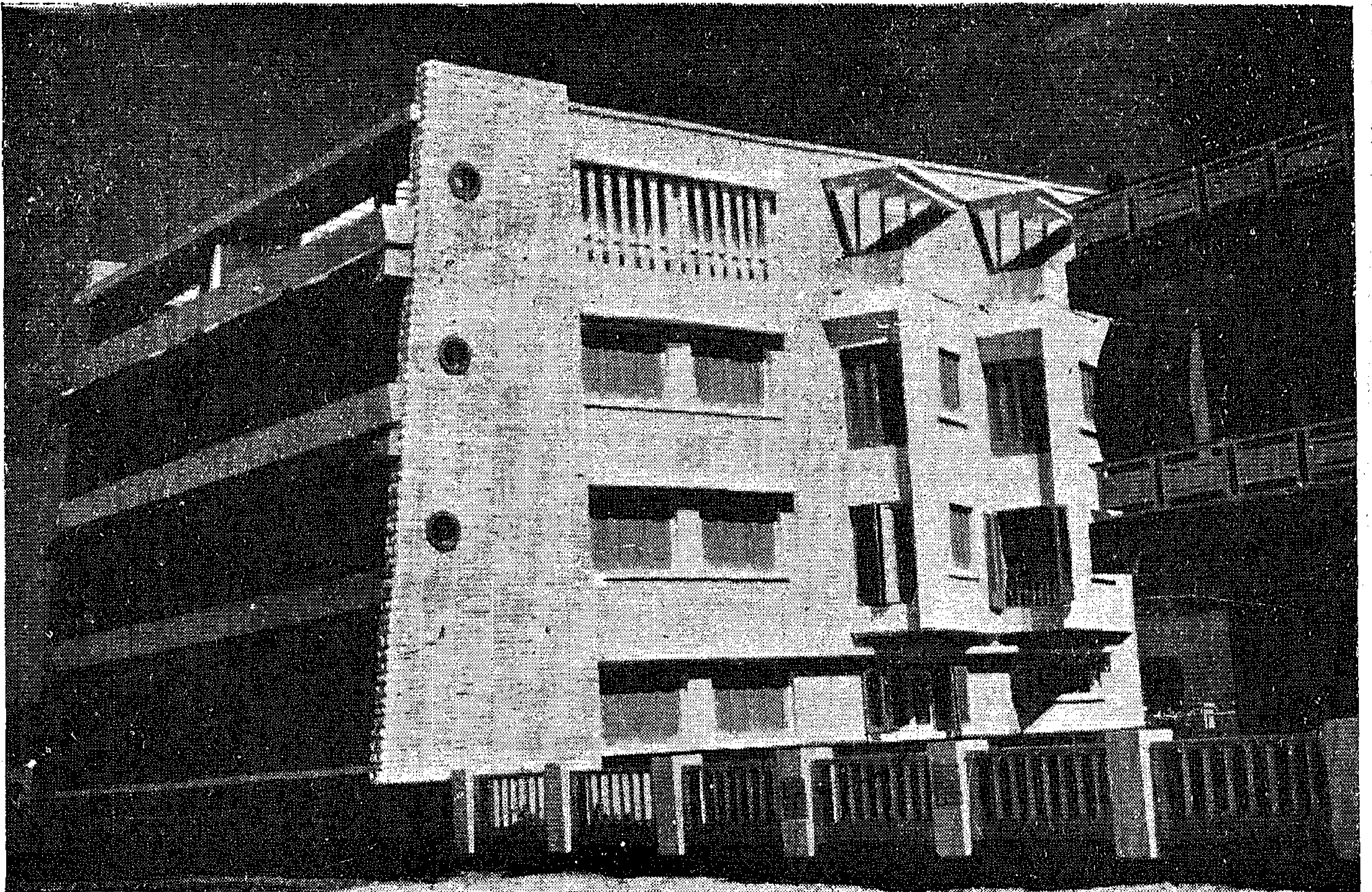
— يجب حفظ القطع المصبوبة رطبة ، ولا يجوز تركها تجف من الماء أبداً قبل مضى سبعة أيام من صبها بل يجب إضافة الماء عليها باستمرار ويمكن وضع قطع من الخيش المبلل عليها حتى تحتفظ بالماء أطول مدة ممكنة ، فهذا يزيد من قوتها ويحميها من التشقق .

(ج) الترويق — التليط (الطرش) :

يمكن الحصول على أجمل الواجهات باستعمال الأسمنت الأبيض المصرى مع خلطه بالحجر الناعم أو بودرة الرخام أو الرمل مع إضافة اللون اللازم والماء الذى يكفى لتكوين جبلة مناسبة ، ويمكن زيادة ليونة الخلطة بإضافة نسبة بسيطة من الجير المطفأ (الكاس) أثناء الجبل دون أن تتأثر قوة الأسمنت .

يجب ملاحظة تماسك الطبقات المرشوشة مع بعضها وكذلك الطبقة الداخلية مع الحائط الذى يجب أن يكون خشناً ورطباً عند الرش عليه .

كما يجب المحافظة على الطبقات المرشوشة حديثاً حتى لا تتعرض للرياح والأمطار أو الشمس قبل أن تتماسك جيداً وتصبح قوية وترش بالماء عدة مرات خلال الاسبوع الاول .

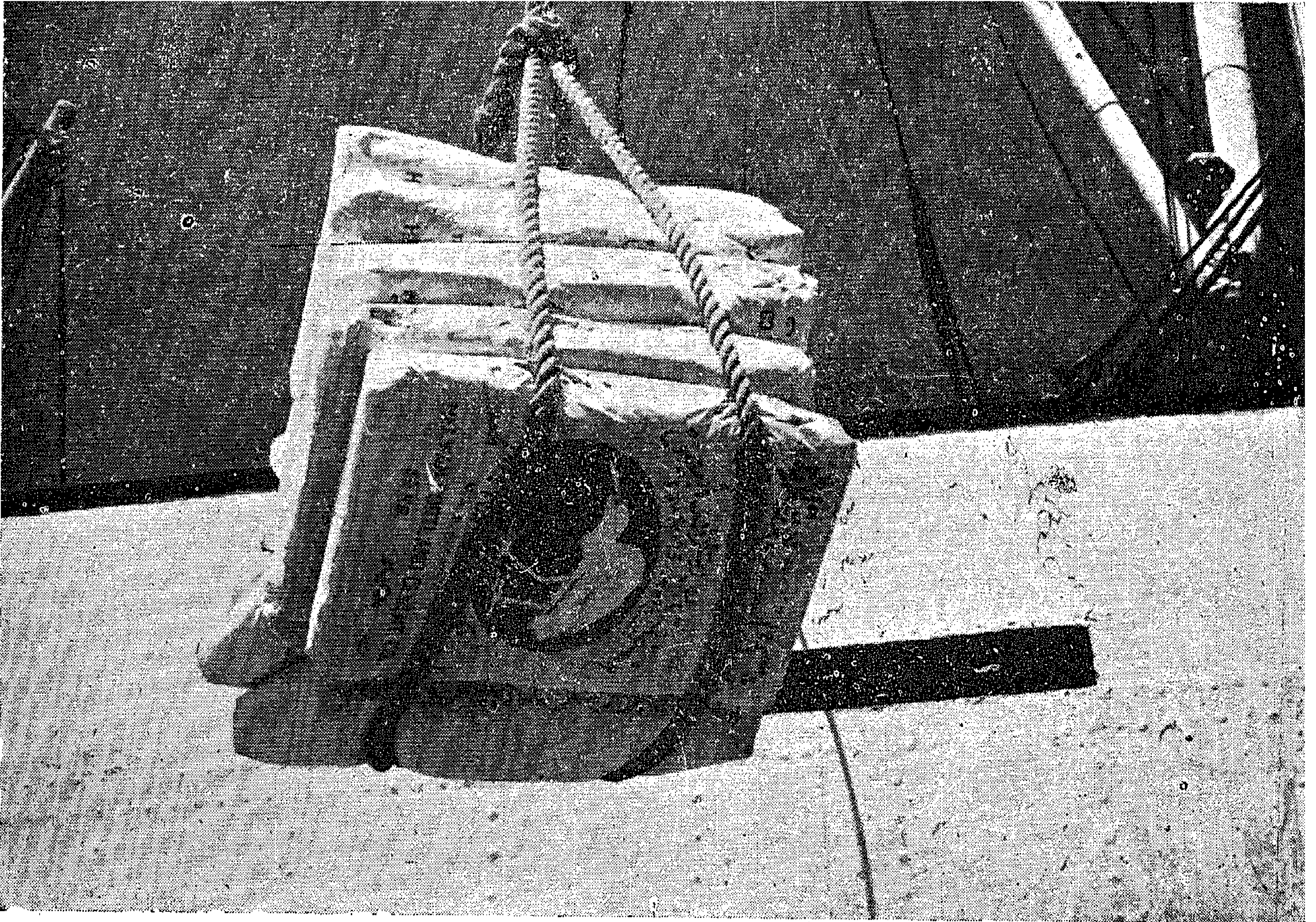


استعمال الأسمنت الأبيض فى بياض واجهة عمارة

التعبئـــــــــة

يعبأ الأسمنت الأبيض المصرى للتصدير فى أكياس ذات ٦ طيات من الورق الكرافت القوى إحداها مغطاة بالبيتومين لتحمى الاسمنت من الرطوبة ، ويزن الكيس المعبأ بالأسمنت الأبيض ٥٠ كج .

ولقد أثبتت هذه الأكياس تحملها لأقسى أنواع النقل البرى والبحرى .



شحن الأسمنت بالميناء

أهم معالم التقدم الصناعى المجرى فى عام ١٩٦١

إن أهم معالم الاقتصاد المجرى فى سنة ١٩٦١ هو سرعة التقدم الصناعى . .

فإن مجموع إنتاج الدولة والصناعات التعاونية قد زاد عن الحد الذى وصل إليه فى السنة السابقة (١٩٦٠) بمقدار ١٢ فى المائة عن إنتاج سنة ١٩٦١ .

وإنتاج الدولة فى هـذا المضمار يشمل جميع الصناعات الرئيسية وأما قطاع الصناعات التعاونية فهى تشمل معظم إنتاج الصناعات الصغيرة .

ومما يسترعى الأنظار أن الصناعات التعدينية أنتجت ٧ فى المائة أكثر فى سنة ١٩٦١ كما أن إنتاج الصناعة الثقيلة زاد بمقدار ١٣ فى المائة وإنتاج الصناعات الخفيفة زاد بمقدار ١١ فى المائه عما كان يتوقعه المسئولين فى سنة ١٩٦١ .

وبالإضافة إلى هذه الزيادة الكبيرة فى الإنتاج والقدرة الإنتاجية فإن التقدم الصناعى فى سنة ١٩٦١ قد تميز بتغيير أساسى لحد ما وبعبارة أخرى فإن التغيير الهائل الذى بدأ خـــلال مشروع الثلاث سنوات (من سنة ١٩٥٨ إلى سنة ١٩٦٠) قد استمر دون توقف . وستسير الأمور بهذه السرعة خلال مشروع السنوات الخمس الثانى (من سنة ١٩٦١ الى سنة ١٩٦٥) . . وبطبيعة الحال أظهر إنتاج العمل نتائج باهرة تفوق أرقام السنة السابقة فى الفروع نفسها التى زاد الإنتاج فيها .

وهذا يدل على أنه فى خلال تنفيذ برامج الاستثمارات أعطيت الأفضلية لبعض فروع الصناعة على غيرها — وهذه جهزت بماكينات ومهمات حديثة ذات الإنتاج العالى .

وكان إتجاه مجموع صافى الإنتاج فى كل فرع من الفروع الرئيسية من الصناعة كما يلى :

فهرست صافى إنتاج الصناعة عن كل عامل فى سنة ١٩٦١ ممثلة بنسبة مئوية فى سنة ١٩٦٠

صناعات الدولة	المجموع	١١١	١٠٧
ومن هـذا :	المناجم	١٠٦	١٠٣
	الحديد والصلب	١٠٩	١٠٢
	الهندسة	١١٢	١٠٩
	الهندسة الكهربائية	١١٩	١٠٩
	الآلات	١١٨	١١٤
	الكيماويات	١١٢	١١٨
	الخشب	١٠٩	١٠٣
	المنسوجات	١٠٧	١٠٥
	الملابس	١٠٧	١٠٢
	المأكولات	١١٣	١١٠

تقدم صناعة المواصلات اللاسلكية المجرية

صناعة المواصلات اللاسلكية المجرية لها سجل رائع . فإن منتجات هذه الصناعة التى تعززها خبرة إمتدت إلى أكثر من خمسين سنة أصبحت على مستوى مثيلاتها فى أكثر البلاد الصناعية المتقدمة فى العالم .

فبعد مرور مدة قصيرة على بدء خدمة التلغراف السلكى منذ ٨٠ سنة مضت بدأ إنتاج مهمات التلغراف فى المجر .

ومن هذه المنتجات آلة التسجيل (ريكوردر) الحبرية التى استرعت أنظار العالم واعتبرت لمدة طويلة بأنها أحسن وأمتن ما أنتج من نوعها وعرض فى الأسواق العالمية .

وهناك اختراع آخر أحرز شهرة عالمية للمخترعين المجريين وهذا الاختراع الهام هو ماكينة تلغراف بولاك — فيراج ذات سرعة كبيرة يرسم الحروف على الورق الحساس بواسطة مرآة صغيرة تتحرك إلى جهتين وقد حاز إعجاباً في كثير من أنحاء العالم .

صناعة الموتورات الكهربائية الكبيرة

قامت الصناعة الكهربائية المجرية (ورش جانز) منذ أكثر من نصف قرن بأعمال ذات أهمية كبرى فى الميدان الصناعى .

وتعتبر المصانع الكهربائية الكبرى فى المجر والتى قامت بصناعة موتورات من أحدث طراز ومن بينها الموتورات المقفولة التى يسهل استعمالها فى الأجواء المتربة والملوثة . ويمكن إستعمالها فى الخلاء . ولعدم قابليتها للاحتراق تستعمل فى الصناعات الكيماوية والتعدينية .

وقد بدأت مؤسسة جانز فى تحسين موتوراتها المقفلة عقب الحرب العالمية الثانية . وبعد سنة ١٩٤٩ مباشرة أصبح الحصول على الموتورات المقفلة ذات قوة ٤٠٠ كيلووات ميسوراً

وقد أخذت مصانع الماكينات الكهربائية والكابلات فى تحسين موتوراتها ذات الإنتاج المتوسط والإنتاج العالى من ٤٠ إلى ٦٣٠ كيلووات فى سنة ١٩٥٨ .

والمجموعة الجديدة المصدق عليها والمعترف بها دولياً من الإنتاج الذى يتراوح بين ٤٠ و ١٠٠٠ كيلووات تشمل :

٤٠ ، ٥٥ ، ٧٥ ، ١٠٠ ، ١٢٥ ، ١٦٠ ، ٢٠٠ ، ٢٥٠ ، ٣١٥ ، ٤٠٠ ، ٥٠٠ ، ٦٣٠ ، ٨٠٠ ، ١٠٠٠ كيلووات .

وقد تم تحسين الموتورات الكبيرة د.س من قبل مؤسسة جانز الكهربائية فى أوائل هذا القرن وكانت هذه الموتورات أحدث طراز فى ذلك الوقت وقد توقف التحسين مدة طويلة وتحت ضغط سرعة تقدم قوة إرسال ا. س إتضح أن جميع مسائل الدفع يجب أن تحلها ماكينات ا. س بطريقة تدعو إلى الرضا .

وقد دلت السنوات العشرة أو الخمسة عشرة الأخيرة على أن بعض موتورات الدفع د. س لا يمكن الاستغناء عنها كما دلت على أنها أكثر لزوما مما كان فى الماضى .

السيارة القلابة المتحركة المجرية الجديدة

السيارة القلابة المتحركة هى نوع محسن للعربة القلابة طراز « د » فيما عدا الجهاز المائى فإن جميع أجزاء السيارة المتحركة ف.د. مشابه للعربة القلابة وهذا مما يجعل استبدال الأجزاء سهلا وميسوراً علاوة على قلة نفقاتها .

وجرت العادة أن كل من يريد الحصول على ماكينة يهتم بصفة خاصة أن تكون قليلة النفقات أى لاتكلف كثيراً فى إدارتها وهذه النفقة مبنية على عاملين رئيسيين أولهما الإنتاج وثانيهما التكاليف .

والمفهوم أن الإنتاج السنوى يتوقف على عدد أيام العمل فى السنة ومتوسط ساعات العمل فى اليوم . وفى ظروف التشغيل العادية مقدرة على أساس ٢٥٠ يوم عمل فى السنة وعلى أساس ٨ ساعات يوميا أعنى ٢٠٠٠ ساعة فى السنة يقدر الإنتاج السنوى بـ ٢٠٠٠ × ٦٠ = ١٢٠٠٠٠ طن .

(جدول رقم ١)

قوة الشحن الاسمية فى السنة ١٠٠٠ طن سنوياً

عدد أيام العمل فى السنة											ساعات العمل
٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٧٥	١٥٠	١٢٥	١٠٠	٧٥	٥٠	يومياً
١٠٨	٩٩	٩٠	٨١	٧٢	٦٣	٥٤	٤٥	٣٦	٢٧	١٨	٦
١٤٤	١٣٢	١٢٠	١٠٨	٩٦	٨٤	٧٢	٦٠	٤٨	٣٩	٢٤	٨
١٨٠	١٦٥	١٥٠	١٣٥	١٢٠	١٠٢	٩٠	٧٥	٦٠	٤٥	٣٠	١٠
٢١٦	١٩٨	١٨٠	١٦٢	١٤٤	١٢٦	١٠٨	٩٠	٧٢	٥٤	٣٦	١٢

(جدول رقم ٢)

الأرباح المئوية لنفقات الشحن المئوية

١٠٠	٩٠	٨٠	٧٠	٦٠	٥٠	٤٠	٣٠	٢٠	١٠	الفرق في التكاليف الأسعار
٥٠	٣٥	٢٠	٥	—	—	—	—	—	—	١و٥
١٠٠	٨٠	٦٠	٤٠	٢٠	—	—	—	—	—	٢و٠
١٥٠	١٢٥	١٠٠	٧٥	٥٠	٢٥	—	—	—	—	٢و٥
٢٠٠	١٧٠	١٤٠	١١٠	٨٠	٥٠	٢٠	—	—	—	٣و٠
٢٥٠	٢١٥	١٨٠	١٤٥	١١٠	٧٥	٤٠	٥	—	—	٣و٥
٣٠٠	٢٦٠	٢٢٠	١٨٠	١٤٠	١٠٠	٦٠	٢٠	—	—	٤و٠
٣٥٠	٣٠٥	٢٦٠	٢١٥	١٧٠	١٢٥	٨٠	٣٥	—	—	٤و٥
٤٠٠	٣٥٠	٣٠٠	٢٥٠	٢٠٠	١٥٠	١٠٠	٥٠	—	—	٥و٠

معارض إلكترو امبكس في عام ١٩٦٢

يشترك مصدرو الأدوات الكهربائية الفنية والآلات الدقيقة للعيون ومنها شركة (الكترو أمبكس) للتجارة الخارجية في مختلف المعارض والأسواق الدولية بحكم علاقاتها الدوليـــة .

وقد اشتركت الشركة في شهر مارس الماضي في المعرض المجرى الذى أقيم في سوق الربيع الدولى بليبزج وعرضت الكترو أمبكس كثيراً من منتجاتها في هذه السوق العالمية الهامة لأنها ملتقى الغرب والشرق .

وفي شهر أبريل نظمت الشركة أول معرض مستقل لها في « معرض القاهرة » وقد عرض في هذا المعرض كثير من منتجات الشركة المعدة للتصدير .

وكذلك عرضت الشركة في شهر أبريل في الدار البيضاء بأفريقيا في الجناح المجرى في السوق الدولية كثيراً من منتجاتها وخصوصاً أدوات ومهمات المواصلات السلكية واللاسلكية وأجهزة التليفزيون وقد دخل في برنامج أبريل الاشتراك في السوق الدولية في ميلانو بايطاليا وفي السوق الدولية في بروكسل عاصمة بلجيكا .

وكذلك اشتركت الشركة في المعرض المجرى الذى عقد في باريس في شهر مايو .

وفي شهر يونيو فتحت السوق الدولية في بوزنان في بولندا أبوابها وفي هذه السوق عرضت الشركة أيضاً منتجاتها في الجناح المجرى .

وفي شهر يوليه أقامت الشركة معرضاً مستقلا في المعرض الربيعى الصيفى الذى عقد في فرسوفيا عاصمة بولندا .

وفي شهر سبتمبر أقيم أكبر معرض مجرى نوفوسيبرسك واشتركت فيه مؤسسة الكترو أمبكس .

وأقيم أيضاً في شهر سبتمبر معرض في هلسنكي عاصمة فنلندا واشتركت فيه أيضاً .

وفي شهر أكتوبر أقامت (الكترو أمبكس) ثلاث معارض مستقلة أحدها في أديس أبابا عاصمة الحبشة والثانى في براج عاصمة تشيكوسلوفاكيا والثالث في صوفيا عاصمة بلغاريا

ومن ضمن أنواع أجهزة التليفزيون التى عرضت في بعض معارضها النوع المسمى أريون ا.ت. ٦٢٢ والباوريجيا اللذان يمتازان بدقة صنعها ومتانتها وقوتها .

وبذلك تكون الشركة قد قدمت بعض منتجاتها المصدرة إلى أوربا وأسيا وأفريقيا وأمريكا الجنوبية في ٢٦ معرضا خـــلال عام ١٩٦٢ .

الأدارة المحلية للإنشاءآت لمحافظة السويس
شركة مصطفى حزين
١٧ شارع النهضة بالسويس
إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للمقاولات والإنشاءآت

إحدى دعائم البناء والتصنيع فى المحافظة ، والتى كان لها الأولوية على جميع الشركات الأخرى فى تشييد صرح المحافظة بفضل الادارة الحاسمة والنخبة الممتازة من السادة/ المهندسين والموظفين والعمال ، فقامت بتنفيذ كبرى المشروعات العمرانية بالمحافظة فهى التى قامت بتخطيط كورنيش بور توفيق ، وكما قامت بإنشاء المدينة السكنية بمنطقة الزيتية قبل موعدها بشهرين فقد كان محدداً لها عشرة أشهر ، وقامت الشركة بتنفيذها فى ثمانية أشهر رغم الأزمات التى مرت بها الشركة لعدم توافر المواد الخام ، ولكنها جاهدت لتدخل البهجة فى نفوس أبناء المحافظة ، كما ساهمت بإدخال السرور إلى قلوبهم بتنفيذ مشروع الجمعية التعاونية الاستهلاكية بالمدينة ، وكما قامت بإنشاء الاستراحة السياحية بأعالى جبل عتاقة ، والقائمة ببناء السوق التعاونى بالمدينـــة السكنية بالزيتية ، والسوق التعاونى ببور توفيق والتى تقوم برصف جميع شوارع المدينة . والتى ستقوم بتنفيذ كبرى المشروعات الحيوية بالمحافظة .

والادارة تنتهز هذه الفرصة وترفع تهانيها إلى السيد الرئيس جمال عبد الناصر والسيد المشير عبد الحكيم عامر والسيد محافظ السويس بذكرى يوم الجيش .

المؤسسة المصرية العامة للنقل الداخلى

لقد كانت وسائل النقل الداخلى قبل الثورة تسير على غير هدى فأصدرت حكومة الثورة القوانين التى نهضت بهذه المرافق وتحسين الخدمة فيها . .

ففى يوليو سنة ١٩٦٢ صـدرت القوانين الاشتراكية بدخول الشركات القطاع العام . وصدر القرار الجمهورى ١٦١٤ سنة ١٩٦٢ بإنشاء المؤسسة المصرية العامة للنقل الداخلى لتشرف على شركات النقل العام للركاب وبعض شركات نقل البضائع والنقل المائى وبعض شركات إنشاء ورصف الطرق والمطارات وتبلغ رؤوس أموالها حوالى خمسة ملايين من الجنيهات مملوكة للقطاع العام . . عدا شركات الطرق التى ساهمت الحكومة بنسبة ٥٠٪ من رؤوس أموالها . .

وتقوم المؤسسة بتنظيم مرافق النقل الداخلى على أسس سليمة ففى قطاع نقل الركاب تضمنت الخطة مبلغ خمسة ملايين من الجنيهات لإدخال ١٠٠٠ سيارة أنوبيس جديدة بواقع ٢٠٠ سيارة كل عام .

وفى قطاع نقل البضائع دعمت الشركات بعدد ٣٧ سيارة وعدد ٩ مقطورات بلغت تكاليفها ١٣٤٫٠٠٠ جنيه لمواجهة نقل المواد التموينية والبترولية . .

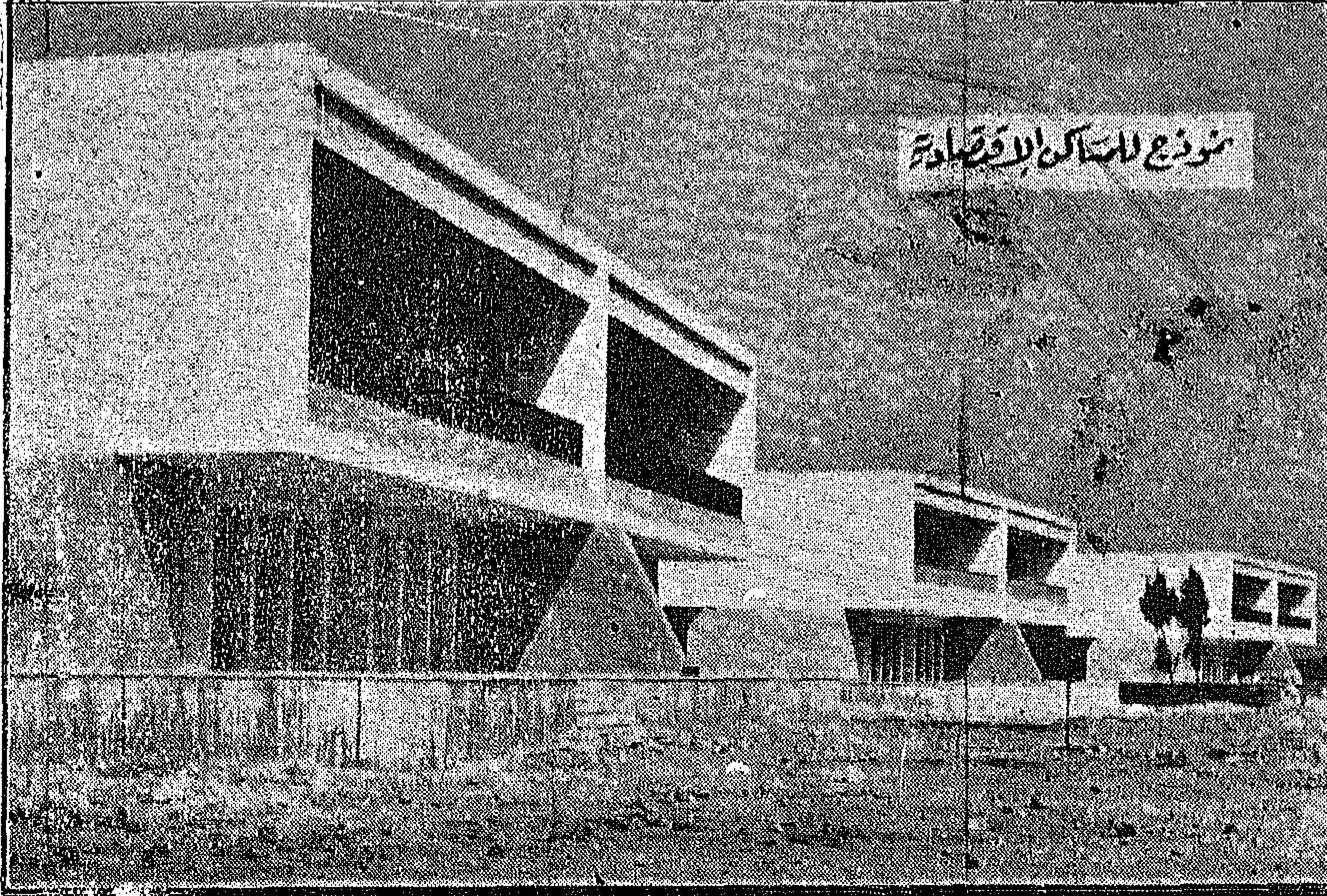
وقامت المؤسسة بتنظيم شركات انشاء ورصف الطرق والمطارات بما يكفل لها الكفاية الفنية والمالية والادارية فزادت قيمة الأعمـال من ٩٫٣٢٠٫٠٠٠ جنيهاً فى يوليو سنة ١٩٦١ إلى ١١٫٨٠٠٫٠٠٠ جنيهاً فى يونيو سنة ١٩٦٢ كما أنها اتخذت اجراءات تدعيمها بمعدات جديدة قيمتها حوالى مليون جنيه .

كما تشرف المؤسسة على شركتين للملاحة النهرية ولقد ساهمت فى تنفيذ مشروع « أسطول ناصر » الذى سيقوم بنقل ركاز الحديد من أسوان إلى حلوان على أن يعود محملاً بالمواد البترولية لتموين الوجه القبلى ، وتبلغ حمولة الأسطول بعد إنشائه ٢٣٤٠٠ طن وسيتكلف حوالى مليون ونصف جنيه .
وتضم المؤسسة الآن ٢٠ شركة سميت (شركات النيل العامة)

شركة النيل العامة للمقاولات «حامد»

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للمقاولات والإنشاءات

القاهرة : ٣٢ شارع الفلكي - تليفون : ٣٢٠٩٠ - ٢٤٣٧٨



من أكبر شركات المقاولات بالجمهورية العربية المتحدة

حازت ثقة الجهات الحكومية المختلفة وقامت بعدة إنشاءات حيوية ، من كباري وترع ومصارف وقناطر وأهوسه ومساكن وطرق

يقوم على أعمالها صفوة من المهندسين والموظفين والعمال ذوي الخبرة والكفاءة الممتازة

الشركة الشرقية للمقاولات الكهربائية

القاهرة : ٩ شارع عرابي « توفيق سابقاً »

تليفون : ٥٠٣١٩

مشروعات كهربائية • شبكات ضغط عالي ومنخفض • إنشاء المصانع

شكري جرجس

مقاول أعمال حديدية ومنشآت معدنية

القاهرة : ٣٧ شارع عماد الدين تليفون : ٧٧٠٩٠

الفابريقة الأهلية للكربون

ببهتيم

مكتب القاهرة : شارع قصر النيل

تليفون : ٤١٧٣١/٨٦١٦٩٨ ص.ب : ٩٦٣٣٢

شركة ماكريس

« مصنع كيماويات »

بالإسكندرية

شارع مصطفى كامل / الرأس السوداء ص ب : ٥٤٢٤٤

تليفون : ٢٦٥٠٧ / ٦٠٣٢٥

المكتب : ٤٥ شارع النبي دانيال بالإسكندرية

المهندس الحارس العام على مرفق

سكك حديد وجه بحري

وهيئة الحراسة

تهنئ المهندسين العرب بيوم الطيران

شركة النيل العامة لأوتوبيس الدقهلية

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للنقل الداخلى

تعمل الشركة بجهود متواصلة على تنفيذ السياسة الإشتراكية الديموقراطية التعاونية
التى أرسى قواعدها بطل القومية العربية زعيمنا المحبوب الرئيس

جمال عبد الناصر

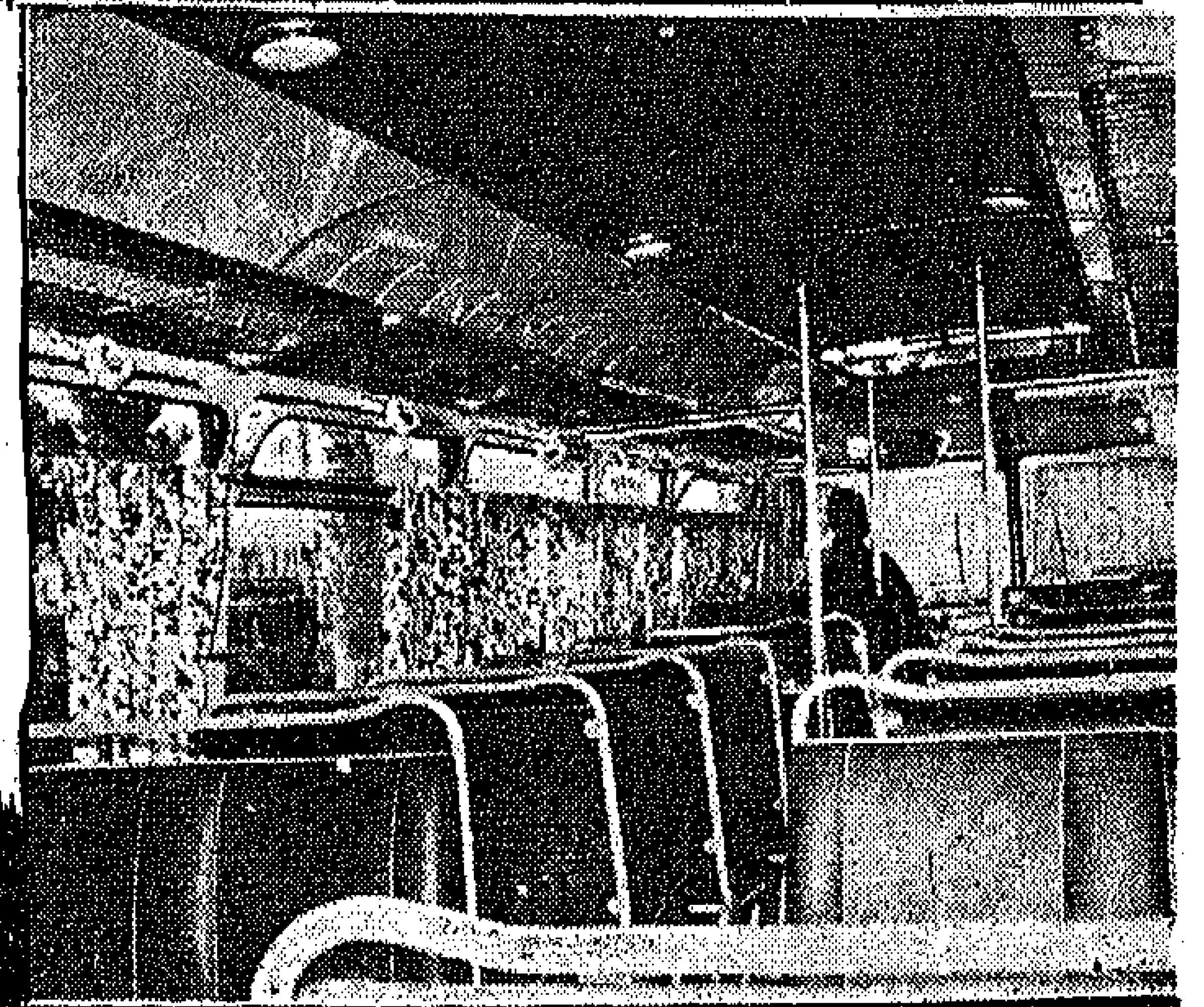
- قطع أسطول الشركة فى أولى سنوات التأميم أكثر من
١٥ مليون كيلومتر بمعدل أكثر من ٥٠ ألف راكب يومياً

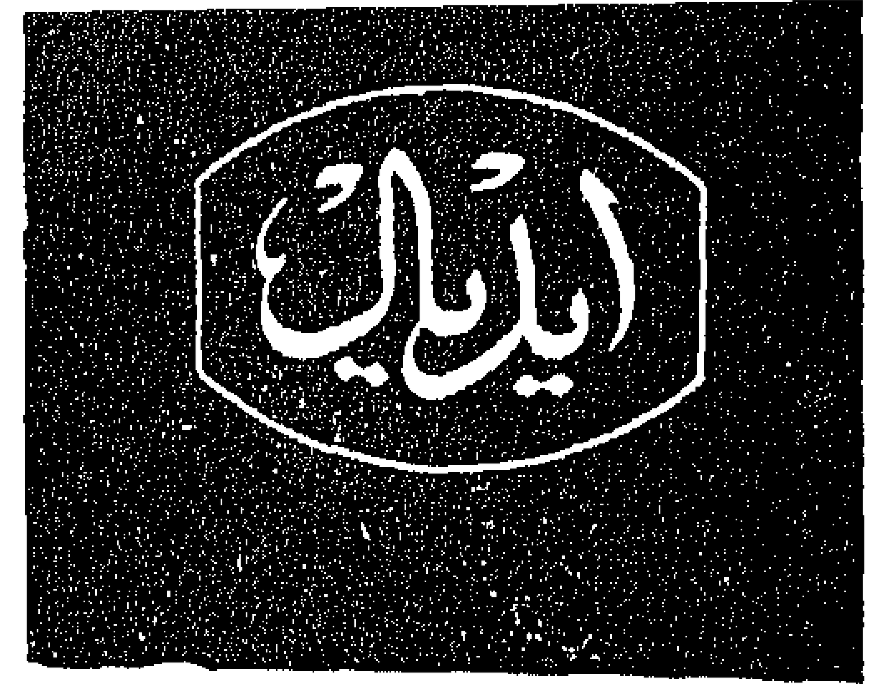
- تقوم الشركة بخدمة قطاع المواصلات فى أربع محافظات تضم مئآت
من المدن والقرى هى : القليوبية - الشرقية - الدقهلية - دمياط

- تنهض الشركة
بعبء الخدمة فى
مرفق النقل داخل مدن :
المنصورة - دمياط
مصيف رأس البر


قافلة من سيارات الشركة .. فى خدمة الركاب

- تخصص الشركة سيارات أوتوبيس
فاخرة بالحجز ، للخدمة السريعة
فى الخطوط الرئيسية الطوالى


إحدى سيارات مرفق الدقهلية من الداخل

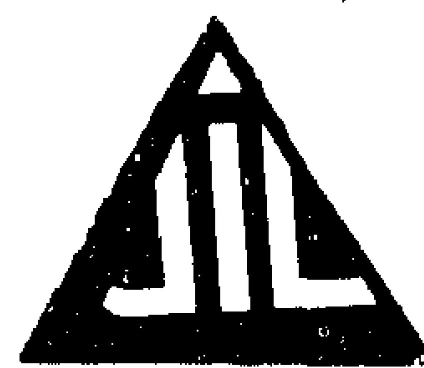


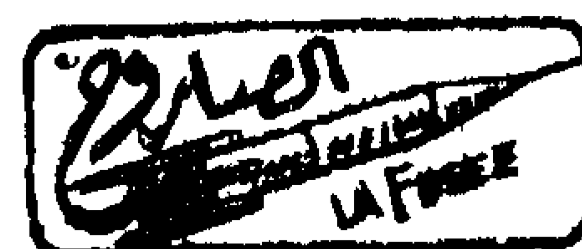
دائمًا فى خدمتك ..

الصيانة : القاهرة : ١٦ شارع عماد الدين ت : ٧٦٠٥٧/٨ - الاسكندرية : ١٨ شارع محطة مصر ت : ٢٥٩٨٤
المنصورة : شارع عبد الباقى بالحسينية ت ٢٩٤٣ - الأقصر : شارع سعد زغلول ت : ٢٠٥

EL-NASR CLOTHING & TEXTILES CO. (S.A.A.)

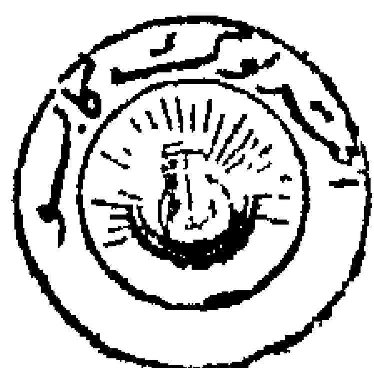
KABO & MOGA (INCORPORATED)



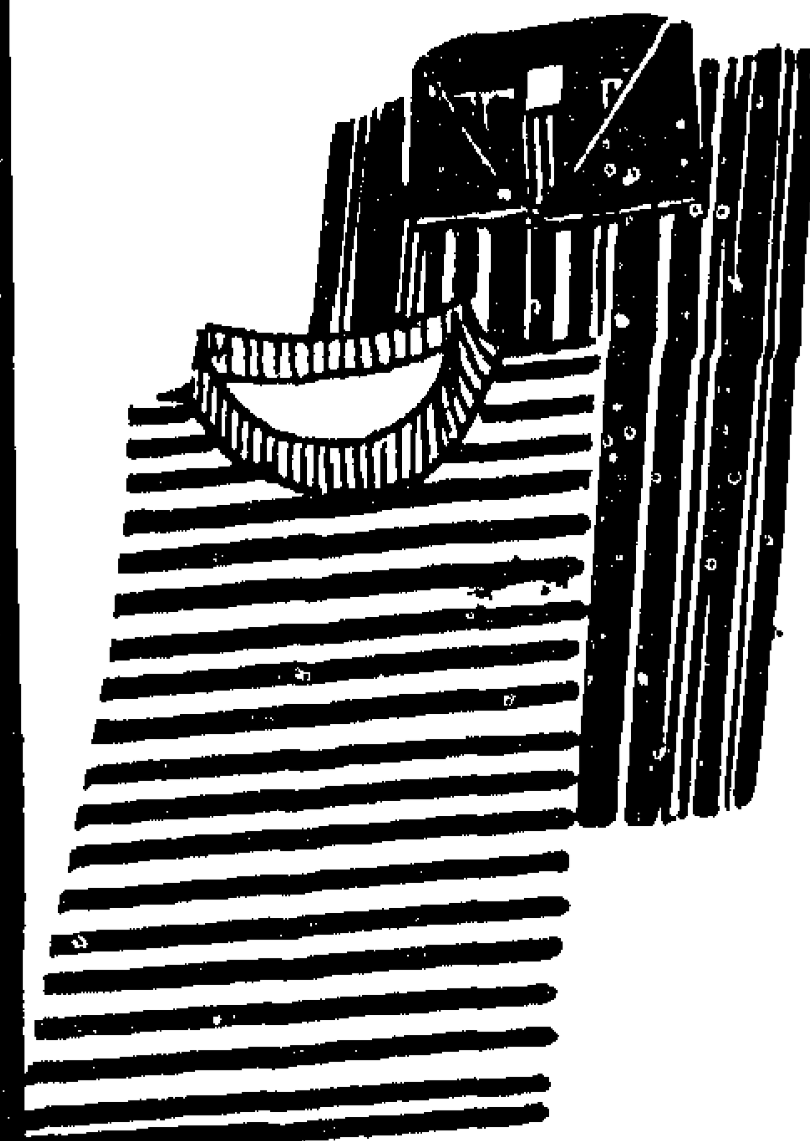


ONE OF THE LARGEST SPINNING & KNITWEAR MANUFACTURERS IN THE UNITED ARAB REPUBLIC

407 / 409 CANAL MAHMODIEH STREET, P O B No 829
ALEXANDRIA (U.A.R)



CAPITAL	£ 775 000
WORKERS & EMPLOYEES	2600



YARN

OF HIGH GRADES OF PURE EGYPTIAN COTTON
COUNTS 7s – 80s SINGLE & PLIED
CARDED COMBED MERCERISED

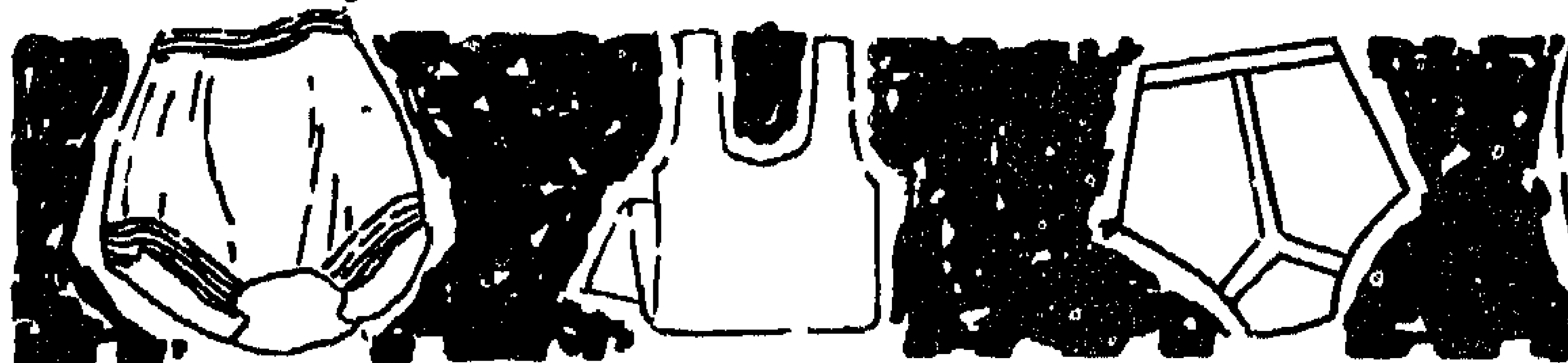
KNITWEAR

INTERLOCK, PIQUE, JACQUARD
COTTON WOOL. MAN MADE FIBRES

UNDERWEAR & OUTERWEAR
SOCKS & STOCKINGS



OUR PRODUCTION ATTRACTED A GREAT DEAL OF ATTENTION OVER 25 YEARS THROUGHOUT THE COTTON INDUSTRY





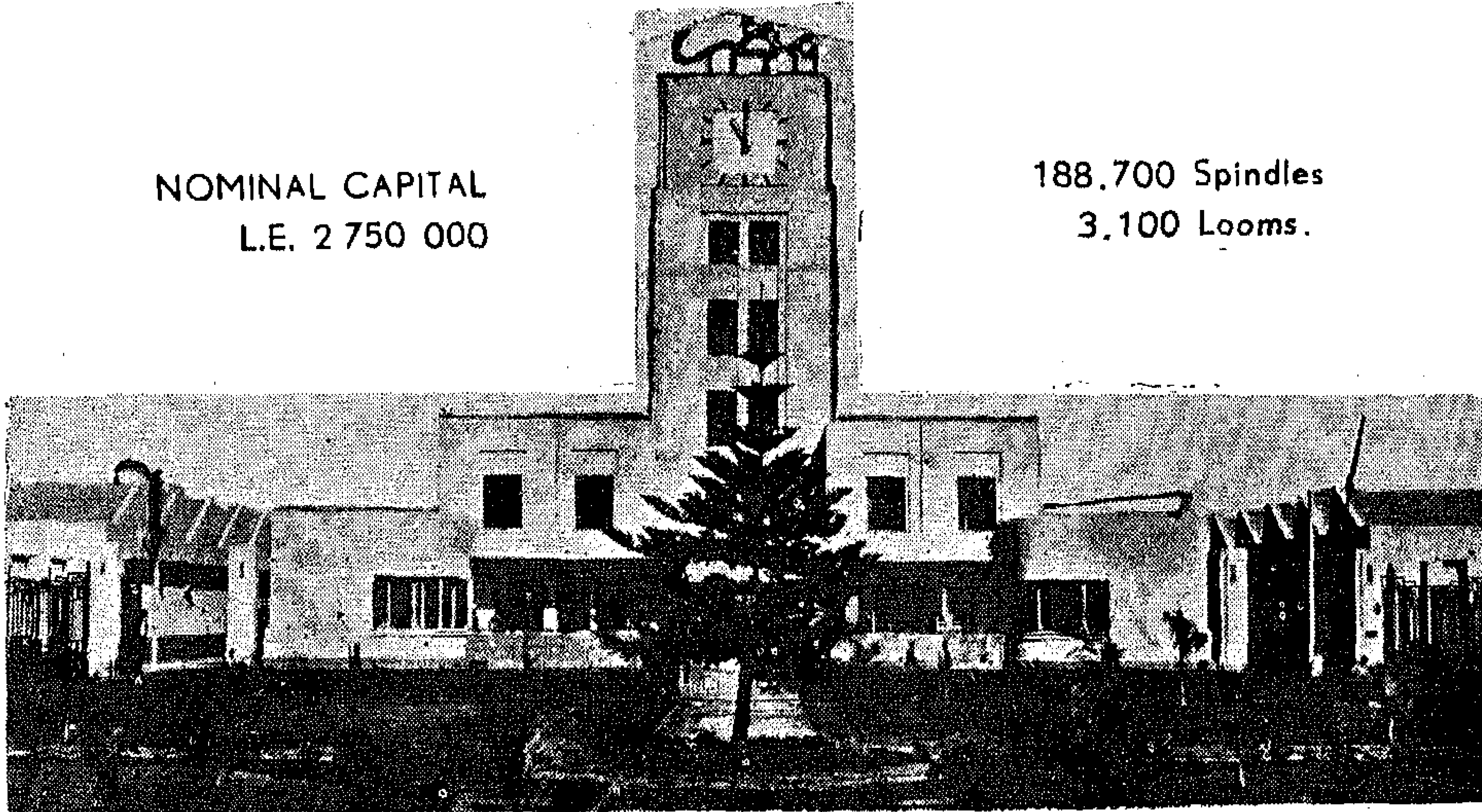
PRODUCTION DURING THE YEAR 1961

ARTICLES	QUANTITY	
YARN	1950000	KILOS
KNITWEAR	1250000	KILOS
UNDERWEAR & OUTERWEAR GARMENTS	300000	DOZENS
SOCKS & STOCKINGS...	40000	DOZENS

MISR FINE SPINNING & WEAVING CO SAE-KAFR EL DAWAR-EGYPT-U.A.R.

NOMINAL CAPITAL
L.E. 2 750 000

188.700 Spindles
3.100 Looms.



PRODUCTS :

a) 86 000 000 Metres per annum from a great variety of entirely EGYPTIAN COTTON textiles Its products are highly reputed and well known all over the World and sold under the name of MISR EL BEIDA fabrics comprising :

BATISTES - SATTEENS-JACQUARDS - MARQUISETTES etc.

The finished production includes all current and special finishes such as :

SHOWER PROOF - GREASE RESIST - RIGMEL SHRUNK - NON IRON WASH AND WATER SILK FINISH etc.

b) 90 Tons of Sewing Thread Yarns

c) 60 Tons of Fishing Net Yarns



Guarantee for "QUALITY"

For more details and information, please contact the above address

Telegraphic Address : NASG KAFRELDAWAR

NEW HARBOUR AT DAMIETTA

By Prof. Dr. M. S. AMIN
Cairo University

The Alexandria harbour is the main Egyptian port on the Mediterranean Sea and about 80 % of imports and exports are shipped through it.

A new port at Damietta will help to relieve the pressure on the port of Alexandria and will conform with the suggested plans of development i nthe neighbouring provinces.

There are natural obstacles which often faced theexecution of the project in the past. The main obstacle however lies in the fact that the town of Damietta proper is lying on the Nile estuary and the problem of sedimentation is always imminent.

The object of the present study is to find out the best possible solution that will make the construction of the harbour at Damietta feasible.

* * *

FACES OF THE CITY

By Dr. SABA SHIBER

A Chinese proverb goes something like this :

"A picture is worth a thousand words". For this reason, one has sketched—in the medium of black and white, with pen and ink—nearly three hundred "pictures"* depicting the city, its forms and characteristics, as well as its architecture. These sketches are taken from many places all over the world and throughout history, man has built cities and buildings, often reaching pinnacles of sublimity in beauty while, often, not. In this "pictorial" journey through time and place one has endeavoured to reveal to the viewer some mysteries of the city and its buildings. "It is better to be blind than to have eyes and not see" is another proverb worthy of attention. The world of cities, buildings and forms is rich, and one is definitely the loser if one does not participate visually in its wealthy, realistic and elusive aesthetic qualities. For the city is a three-dimensional type of poetry written, not with words, but sculptured in stone and mortar.

The city is everything. It is art and history, poetry and economics, sculpture and engineering. It is architecture : architecture as an entity, architecture in sub-entities and architecture in individuality.

Our sketches record certain characteristics of man as expressed and demonstrated by his building "libido". They are the humble and human types, as well as the haughty and mechanistic ones. They demonstrate how much pain man went through to build a temple, a mosque, a church.

The city reflects man, unable to cover himself up or lie ; it renders his achievements quantifiable. On the many arenas of the city politics, private interests and planning clash and, as they do so, the results show up clearly in the profiles, skylines and silhouettes of the city. They show up in its many *genres* of planning—ranging from the erroneous and grandiose to the organic and humble. In short, the city is the true image of man, depicting his fortes and failures, giving deep meaning to them, explaining them, justifying them or condemning them. So, leaf through and see the many *faces* of the city.

The sketches speak for themselves. They show cities and buildings all over the world, chosen at random, and depicting the story of man as he created, built and decorated for many uses and purposes. There is no special significance to the order, the place of the scene sketched or the scene itself. The significance lies in the fact of man's universal activity to create and build. Compare closely these sketches the one with the other. Compare the broadview with the detail, the large with the small, the varying view-points and the varying views. Notice the high, the low and the competition of the two. Notice the similarities and dissimilarities which people, period and place engender in ensuing urban and architectural forms. Notice and compare the continuity and concinnity of building types, shapes and forms.

SYNOPSIS OF THE SUBJECTS PUBLISHED IN THE ARABIC SECTION

Dr. AHMED EL-ERIAN : see part (1), July 1962.

Dr. A. F. DIWAN : see part (1), July 1962.



Eng. H. T. EL-AROUSY

— B.Sc. (Civil Eng.) 1957, Cairo University
— Associate Member of the Egyptian Society of Engineers
— Member, Board of Director, Civil Engineering Section, Syndicate of Engineers, 1959-1962.
— Sub-Editor of the Engineering Magazine, Cairo.
— Author of several articles in the field of Civil Engineering.
— Worked with the Irrigation Dept., Ministry of Public Works, Cairo, 1957-1961.
— Member of the Technical Staff of the Ministry of Planning, Cairo.



Dr. M. SHAARAWI AMIN

— B. Sc. Civil Eng. Cairo University, 1939
— Ph. D. C. E. Alex. Univ., 1947
— Consultant Eng. of B.S.P. (Vibro) Co. 1948-1956.
— Ass. Member of A.S.C.E. and "Sigma Xi" Society Clorado Chapter
— Visiting Assist. Prof. Cornell Univ. 1958-1959.
— Attended several International Conferences of Soil Mechanics, Foundations and Large Dams at Zurich, New York and Iowa Univ.
— Professor of Marine Works Dept., Cairo University, U.A.R.



Dr. SABA GEORGE SHIBER

— B.A. (Civil Eng., American University of Beirut, Lebanon), B. Arch. Cairo University, Egypt, 1946 ; M. Arch., Cambridge, 1947 ; M.C.P. Cambridge. 1948
— Ph. D., Cornell University, 1956.
— Full Member, A.I. of Planners
— Author of several articles and papers on Planning and architect
— Architectural and Planning Consultant, Municipality, Government of Kuwait.

ABOUT THE AUTHORS



Prof. Dr. MOH. SHAFIK AGGOUR

— B.Sc. (Honour) 1938, Cairo University
— M.Sc. 1943, Cairo University
— Ph.D. 1947, Cairo University
— Member International Association for Bridges and Structural Engineering
— Member Experimental Stress Analysis
— Author of many researches about space frame treatment of Bridges
— Professor of the Chair of Metallic Constructions and Bridges, Cairo University, Faculty of Engineering.



Major Eng. MOHAMED EL-HOSSEINY ABD EL-SALAM

— B.Sc. Civil Engineering, Cairo University, 1952.
— M.Sc. Civil Engineering, Cairo University, 1961.
— In charge of Bridging Department in U.A.R. Armed Forces.
— Author of several articles and books in the field of metallic constructions and bridges.

Dr. F. BAHGAT : see part (1), July 1962.



Dr. Ing. ALI RIFAAT HAMDI

— B.Sc. Electrical Engineering, Alexandria University, 1949
— M.Sc. Electrical Engineering, Alexandria University, 1952
— Dr. Ing. Electr. Engineering, T. H. Karlsruhe, August 1955
— Member of the "Lichttechnische Geselschaft, Li.T.G." and the "Society of Engineers—Alexandria"
— Ass. Prof. Electrical Department, Faculty of Engineering, University of Alexandria.

STEADY INCREASE IN SYNTHETICS USAGE U.A.R.

By

Ing. HASSAN NAGHY

Production of Man-Made Fibres in the United Arab Republic was started on an experimental scale in 1948 by Misrayon Company, Kafr El-Dawar, with the production of viscose rayon filament. Commercial scale production started in 1950, during which year viscose filament production totalled 1,870 tons, while viscose staple amounted to 1,312 tons/year.

Several years later, another company—E.S.C.O.—started production of viscose filament with a 1,050 tons/year capacity. Both companies have increased their production and together in 1961 their output was 7,595 tons of continuous filament rayon, an increase of 305 per cent since 1950. Viscose staple fibre output has also increased, reaching in 1961 4,343 tons production, a 230 per cent increase compared with 1950.

Up to 1957, all viscose filament and staple fibre production was locally consumed. However, since 1957, part of the production has been exported as yarn and cloth. The amount exported in yarn form represented only 1.5 per cent of the total filament sales while the exportation in cloth form amounted to 13 per cent. These amounts increased year-by-year, until they reached 24 per cent of the total sales for rayon exported in yarn form and 18 per cent for that exported in cloth form.

For viscose staple, minimum amounts have been exported, reaching in 1961 12 per cent of total sales.

As regards the end-uses of viscose filament and staple in the United Arab Republic, they are mainly applied to apparel and household uses, although the industrial end-use has a small share in the amount of filament consumption.

Viscose filaments and staple fibre were exported to various countries among which were: Yougoslavia, Cuba, Switzerland, Germany, Hungary, Lebanon, etc. So far, the local market has been importing synthetic filament and staple (mainly nylon) from abroad, it was decided to erect a plant for the production of nylon 6.

Misrayon Company, having been consequently charged with this project, completed erection of the plant in 1958, when production was started. First year production amounted to 34 tons of nylon filament (Misrnylon) and 101 tons of nylon staple (Misrylon). It is to be noted that these production figures were increased, at the end of 1961, by 171 per cent for the former and 33 per cent for staple.

Filament and staple nylon are locally consumed in the various end-uses, filament, however, being mainly for apparel and household end-uses, while staple, besides being applied for the already mentioned end-uses, is also used in industrial applications.

In June 1961, a new type of filament yarn was introduced in the United Arab Republic: Helanca. This is mainly used in the production of men's socks.

At the moment the possibility of erecting several other synthetic plants for the production of Orlon and Dacron is under investigation. The recent study for the production of tyre-cord from either nylon 6 or viscose is also being considered.

It is to be noted that, although the U.A.R. is a great consumer of cotton, the uses of man-made fibres are very steadily increasing year-by-year.

cluding details of a new a different use arising from an examination of the fossils, spores and pollens in the organic profile. These palynological studies of muskeg give an indication of post environmental changes, give a better understanding of what is presently happening, and provide a possibility of predicting what will happen in our geological and biological environment.

● *Mickleborough, B. W.: "Embankment Construction in Muskeg at Prince Albert". Proceedings, Seventh Muskeg Research Conference, 18 and 19 April 1961. Canadian National Research Council, Associate Committee on Soil and Snow Mechanics, Technical Memorandum No. 71, p. 164-185.*

The approach embankments of a new 4-lane highway bridge passed through muskeg areas varying in depth up to 8feet. This paper is a case history account of the field and laboratory test program carried out prior to construction. The embankment design was subsequently based on an average vane shear value of the peat of 300 psf. Three different construction techniques were employed, in the deepest muskeg area, stage construction with normal consolidation was carried out, with the fill carefully instrumented and controlled. In the shallower muskeg areas, the excavation and backfill technique of construction was used with the exception of two short areas where the preloading technique was applied.

● *Ripley, C. F., and C. E. Leonoff: "Embankment Settlement Behaviour on Deep Peat". Proceedings, Seventh Muskeg Research Conference, 18 and 19 April 1961. Canadian Research Council, Associate Committee on Soil and Snow Mechanics, Technical Memorandum No. 71, p. 185-204.*

The settlement history is presented of a floated fill embankment constructed on a peat bog 25 ft. deep. Due to excessive settlement, the fill (built to act as a storage dike) has not been a complete success. To avoid shear failure in the foundation, the embankment cross-section was designed on the basis of *in-situ* vane shear tests. However, substantial shear movements did occur even through actual shear stresses were significantly lower than vane shear values. Where settlements have not been affected by shear deformation, settlement records indicate that the long-term settlement occurring in the period normally attributed to secondary compression will, within 25 years, equal the amount that has occurred in the period normally attributed to primary consolidation. Results of a fairly limited number of laboratory consolidation tests on peat substantiate this conclusion.

tlement stage, the process of treatment may be considered as an oxidation/reduction-potential balance. Evidence is given that measurements of this potential have value in the operation of such plants, particularly in activated-sludge plants where the operator has considerable control over the variables. Because of the varying conditions automatic control of the aeration equipment would lead to better and more economical treatment. The measurements were made with electrodes placed at the outlet channel from the aeration bays to the clarifiers.

● *Shikaze, Kim and Dennis Caplice : How to Scope with Radioactive Contamination in Water Supplies . Canadian Municipal Utilities, Vol. 100, No. 1, January 1962, p. 16-19, 21, 54.*

Sources of contamination and treatment of water supplies are discussed. It is pointed out that a knowledge of the maximum permissible concentration (MPC) of radioisotopes is important in evaluating water-decent-amination treatments and a table giving MPC values for various elements is included. The treatments discussed include coagulation, settling filtration, softening, ion exchange and distillation. Mention is made of phosphate coagulation, electro-dialysis and the use of metallic dusts and clays as slurries. Procedures in case of emergencies are mentioned. It is pointed out that it is important to examine each source, such as water supply, in the light of total radio-activity from all sources.

SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING

● *Adams, J. I.: "Laboratory Compression Tests on Peat". Proceedings, Seventh Muskeg Research Conference, 18 and 19 April 1961. Canadian National Research Council, Associate Committee on Soil and Snow Mechanics, Technical Memorandum No. 71, p. 36-54.*

Laboratory tests on samples of peat obtai-
Tests on Peat". Proceedings, Seventh Muskeg
ned from the James Bay area in Northern Ontario are presented. Consolidation tests consisting of one dimensional tests of both short-term and long-term duration and triaxial consolidation test with measured pore pressures were carried out. Triaxial strength tests were performed, consisting of drained compression tests and undrained compression tests with measured pore pressure. The results indicate that the consolidation of peat under load is mainly the expulsion of pore water under excess hydrostatic pressure which is extended to relatively long duration by a large reduction in permeability. The triaxial compression tests show an exceptionally high drained strength but the undrained strength is shown to be very sensitive to pore pressure development.

● *Keeling, L.: The Organic terrian Factor and its Interpretation". Proceedings, Seven Muskeg Research Conference, 18 and 19 April 1961. Canadian National Research Council, Associate Committee on Soil and Snow Mechanics, Technical Memorandum No. 71, p. 102-126.*

The exploitation of the muskeg medium itself is discussed, with particular emphasis on the use of aerial photographic interpretation as an aid in the selection of routes in organic terrain. It is the recognition of the prevailing conditions in the terrain together with the application of the design characteristics of the vehicles to be used that are the keys to the problem of access. A method of approach is developed whereby an office interpreter can provide— in almost three working days—an appraisal of the access possibilities for a 12 to 15 mile route through muskeg.

● *Terasmae, J.: "Muskek : Its Environment and Uses." Proceedings, Seventh Muskeg Research Conference, 18 and 19 April 1961. Canadian National Research Council, Associate Committee on Soil and Snow Mechanics, Technical Memorandum No. 71, p. 1-8.*

The environmental factor contributing to the development of muskeg are briefly outlined. Uses of muskeg areas are described, in-

Many factors influence the accuracyof settlement predictions and it is suggested that, at best, only approximate estimates can be made. Three methods of calculating the long-term settlements are outlined, two of which involve laboratory testing. Two methods of calculating the surcharge required in the preconsolidation procedure are described, as well as method of adjusting the surcharge from field observations. It is concluded that vertical sand drains have little beneficial e ffect in peaty soils. Recommendations are presented for further studies of the compression characteristics of peat, particularly the study of field behaviour.

● *Holberg, A. E.: "Classification of Aggregate for Preferential Use of Cationic or Anionic Emulsions". Public Works in Canada, Vol. 10, No. 3, March 1962, p. 52-6.*

The performance of different aggregates mixed with rapid-set asphalt emulsions for surface treatments and maintenance of roads is discussed. Anionic and cationic emulsions are explained and theories presented to explain the superior or equal performance of cationic emulsions with all types of surface treatment aggregate. Field experience and the use of cationic emulsions in the T.S., Canada and Western Europe are reported. Results of laboratory tests are also discussed. It is indicated that additional evaluation of rapid set cationic emulsions under adverse conditions should be encouraged and no classification of approved aggregate be required.

SANITARY ENGINEERING

● *Knoener, C. J.: "Flow Measurements in Water Distribution Systems and their Application for Efficient Operation and Design". Canadian Municipal Utilities, Vol. 99, No. 12, December 1961, p. 29, 30, 41-3.*

The methods used in conducting pitometer surveys of municipal water distribution systems are described. A survey is conducted first to determine underground leakage and other causes of waste water. The methods of investigating universally metered and unmetered systems are described. After a survey of waste water is made, pressure losses and the flow in mains are investigated to determine the efficiency of the system with regard to design and operation. The importance of this information for fire protection and in designing changes or extensions is emphasized.

● *Stanbury, C. M.: "Elevated Water Storage Tanks". Canadian Municipal Utilities, Vol. 100, No. I, January 1962, p. 30, 32, 33, 53-5.*

The maintenance of steel tanks is discussed, but some of the information also applies to water tanks of other materials. Corrosion controls and draining of sediments are considered. Because of the importance of appearance, outside protection is usually not neglected. Paint systems for inside and outside corrosion control is discussed with particular emphasis on proper application procedures. The use of cathodic protection equipment is mentioned.

● *Des Champs, Joe: "Sewer Crossing is Built in Dry Dock". Engineering and Contract Record, Vol. 74, December 1961, p. 60-1.*

To bring sewage to the new treatment plant on Iona Island ,the City of Vancouver constructed an underwater crossing of the north arm of the Fraser Diver. The 600-ft. long sewer section consisted of three steel lined pipes each 68-inch in diameter, encased in concrete. This work was carried out in a dry dock, 800 ft. long and up to 100-ft. wide, which was excavated by means of a drag line and kept dry by a 6-in. diesel-powered pump.

● *Rudd, D. A., F. W. Roberts and D. E. Brooks: "Oxidation/Reduction-Potential Measurements in Sewage Purification". Public Works in Canada, Vol. 10, No. 1, January 1962, p. 21-4, 29-31.*

The use of measurements made at the Luton plant is examined and the possibilities of automatic central of aeration equipment are discussed in this paper. After the primary set-

The forms rose at the rate of 6-in. per hour with concrete being placed continuously. The only interruptions in the placing of the concrete occurred during periods of high wind. A description of the foundation and the method of placing concrete is also given.

● *MacFarlane, I. C.: "Corrosion of Concrete Structures by Muskeg Waters". Proceedings, Seventh Muskeg Research Conference, 18 and 19 April 1961. National Research Council, Associate Committee on Soil and Snow Mechanics, Technical Memorandum No. 71, p. 54-77.*

A review is given of the present state of knowledge of the corrosive effects upon concrete and metal structures of water contained in or coming from muskeg. It is concluded that in most cases muskeg waters are potentially aggressive to concrete and to metals and that the hydrogen-ion concentration (pH) alone is not necessarily the only criterion for aggressiveness of muskeg waters. The amount of dissolved salts in the water is considered to be of equal importance. High alumina cements as well as air-entraining agents introduced into the concrete have been found to produce concretes more resistant to attack than ordinary Portland cement concrete.

● *Brady, J. G.: "Nature and Properties of Some Western Canada Clays". Journal of the Canadian Ceramic Society, Vol. 30, 1961, p. 72-86.*

Five Western-Canadian clays used in making structural clay products were studied. Resistance to pugging action was measured by the Brabender plastograph. Drying shrinkage, firing shrinkage, absorption and colour were determined, the fired properties by means of the temperature-gradient furnace Composition of the materials was determined by DTA, X-ray diffraction patterns and chemical analysis. The influence of various mineral constituents on the properties of the materials is discussed.

● *Nomm, O.: "The Wet Clay Preparation and its Problems". Journal of the Canadian Ceramic Society, Vol. 30, 1961, p. 117-119.*

The influence of particle size of clay and shale on the forming of structural clay products is discussed. The type of griding (wet or dry) of the raw material is governed by its moisture content. Storage of the ground, wetted material before extrusion will improve the plasticity. The use of non-plastic and non-homogeneous material leads to lamination in extrusion.

● *Jenks, J. H., T. E. Wright and H. P. Godard: "The Resistance of Year Test Results", Engineering Journal, Vol. 45, No. 1, January 1962, p. 46-51, Canada.*

A testing program to acquire information about the performance of aluminum embedded in the common alkaline building materials was instituted at Kingston, Ontario in 1945. Specimens of aluminum sheet, tubing and extruded bars, both protected and non-protected, were partially or completely embedded in blocks of concrete, dummy brick walls and stucco, in which a variety of Canadian portland cements were used.

Results after ten years confirm generally earlier observations, reported upon 1954. Aluminum alloys embedded as noted are not seriously corroded, unless there is frequent intermittent wetting and drying.

A single coat of bituminous paint was found to be the most effective protective coating.

ROADS

● *Hillis, S. F., and C. O. Brawner: "The Compressibility of Peat with Reference to the Construction of Major Highways in B.C. Proceedings, Seventh Muskeg Research Conference, 18 and 19 April 1961. National Research Council, Associate Committee on Soil and Snow Mechanics, Technical Memorandum No. 71, p. 204-227, Canada.*

This paper presents evidence that suggests that preconsolidation is a useful technique for major highway construction over muskeg.

A 385.5 ft. suspended span is located in the centre over the Seaway Channel. Two cantilever arms support the suspended span. A "wedge" and "toggle" system was installed at the end of each truss of the cantilever arms and was used to achieve closure of the steelwork at the centre of the suspended span. Toggles on the top chords were activated by 500-ton hydraulic jacks. The wedge mechanisms on the bottom chords were handcranked.

● *"Capilano Canyon Bridge... Unique Concrete Crossing". Public Works in Canada, Vol. 9, No. 10, October 1961, p. 41, 42, 44, Canada.*

The new arch type bridge across the Capilano River Valley in North Vancouver and its construction are described. The bridge carries four lanes of traffic and two cantilevered sidewalks. There are two arch ribs in the 345-ft. main span that is the longest clear span of any concrete bridge in Canada. The arch ribs are hollow box sections having three vertical webs. The waffle concrete deck of the main span was designated as a flat slab and the concrete removed where it is not required. The approach spans at each end are of prestressed concrete. A description of the formwork for the arches is given. Hydraulic jacks were used under the tower legs supporting the formwork. *Because of shrinkage the arch ribs lowered during the curing period an the jacks were accordingly lowered to releave the stresses.*

BUILDING CONSTRUCTION

● *Dove, A. B.: "Nails for Construction", Canadian Builder, Vol. II, No. 12, December 1961, p. 51-53.*

This paper reviews properties of common nails vs. special types such as annular grooved, spiral grooved, etchede, cement coated, etc. Although initial withdrawal resistances of common and spiral grooved nails are similar, the resistance of the latter may be 50 per cent or more above the common nail after the wood has been cycled in moisture content over the usual range. Shear values may be 25 per cent above those of common nails.

● *Hansen, A. T.: "Do you make wasteful mistakes in frame construction?" National Builder, October 1961, p. 22, 23.*

This article describes how careful planning can reduce waste of labour and materials in house framing. Examples are provided showing the common use of unnecessary framing material. The advantages and disadvantages of increased spacing of framing members are summarized.

● *"Unique McMaster Central (Air Conditioning) System Achieves Maximum Flexibility". Automatic Heating/Plumbing/Air conditioning, Vol. 40, No. 7, July 1961, p. 52 and 71, Canada.*

Chilled water is distributed from a central refrigeration unit to the buildings on the campus of McMaster University in Hamilton, Ontario. The resulting flexibility of operation allows for the daily and seasonal use of the buildings. For the distribution lines transite pipe is used to achieve greater flow from smaller diameter pipe. Prior to installation, the first stage of which is now complete, studies of temperature and humidity in buildings on the campus, and of ground temperatures at various depths, were carried out over a period of years which aided in the design of the system.

BUILDING MATERIALS

● *Taylor, Bruce W.: "Slip Forms Rise with 200-ft. Seagram Tower", Engineering and Contract Record, Vol. 74, September 1961, p. 62-65, Canada.*

The Seagram Tower consists of a 200-ft elevator column which supports a six story observation and restaurant section overlooking Niagara Falls.

The elevator column was placed by the slip form method, with the concrete being handled by a Linden tower crane that went up with the forms.

BOOK REVIEW

BY :

Eng. H. T. ELAROUSY

BUILDING RESEARCH ABSTRACTS

FOREWORD

The purpose of this Abstract is to provide a survey of articles pertaining to building research being published in technical books, papers, or Journals. The articles which will be provided in this proceedings have been selected from the Canadian technical journals.

An attempt has been made to present these abstracts in a form that, I hope, it will be most helpful to Civil Engineers.

* * *

BRIDGES

● *Dillon, R. M., and P. H. D. Edwards: "The Inspection, Repair and Maintenance of Highway Bridges in London, Ontario".*

Engineering Journal, Vol. 44, No. 11, November 1961, p. 39-48, Canada.

"Failure of part of a bridge deck in 1959 led to a through study of the ten bridges crossing the river Thames in London, Ontario, one of which had been in continuous service since 1875. Defects thus revealed suggested the necessity of a repair program estimated to cost almost $250,000.

The necessity of regular maintenance was clearly demonstrated, major requirements, as learned from this extensive survey, are summarized.

● *Hesketh, B. A.: "The Champlian Bridge —Steel and Prestressed Concrete Crossing of the Saint Lawrence River". Engineering Journal, Vol. 44, No. 12, December 1961, p. 37-41, Canada.*

This new bridge across the St. Lawrence connects Montreal with the South shore. The total length of the bridge and approaches exceeds 4 miles and its total cost is about $35 million. It carries two 38-ft. roadways and includes a high level steel section about half a mile long spaning the St. Lawrence Seaway Canal. The main section of the bridge consists of three sections constructed of precast concrete spans, 12 spans 128 ft. long formed of 132 girders, 40 spans of 176 ft. 4-in. each consisting of 7 girders and 4 spans of 172 ft. each made up of 7 girders. The girders were precast on shore and erected with a special launching truss.

● *Tippet, R. H.: "Toggle and Wedge Mechanisms Effect Champlain CLOSURE". Public works in Canada, Vol. 9, No. 10, October 1961, p. 46-8.*

A description is given of the erection of the steel superstructure of the new Champlain Bridge connecting Montreal Island with the South shore.

B.—Stress Analysis.

1.—The total vertical load acting on one half of the cross section will be 1565 lb. per ft. of span.

Hence the stress factor for the section at mid-span will be:

$M_0 = 0.125\ (1565)\ (60)^2 = 702{,}000$ lb.fit. multiplying this factor by the unit shear slopes α_1), item (A-1), fig (12-a), we get the longitudinal normal stresses (f) in lb/ft². Deviding by 144 we get the stresses in lb. per sq. inch as given in figure (12-b).

2.—Consider next a transverse strip, 1-ft width for which the transverse B.M.D. giving no translation at the joints will be as shown in figure (12-c). The tangential forces F acting on the plate elements and representing the shear difference on both sides of the strip are also shown in the figure. These forces will be 1565 times the Q-forces shown in figure (12-b) for unit vertical force since the total load now will be 1565 lbs. We can now calculate the values of the necessary auxiliary horizontal forces at joints B and C, by simple statics. These forces will be:

$$H_1 = -\ 2000 \text{ lb/ft.}$$
$$H_2 = -\ 910 \text{ lb/ft.}$$

The negative signs indicate that these auxiliary forces act outwards as shown.

3.—Substituting in the comptability equations (43, a-b); with r = 0.0130 for uniform loading we get:

$$1860{,}600\ C_1\ -21{,}000\ C_2 = 0.013\ (544{,}000 - 36{,}400) = 6{,}650 \quad (a)$$
$$-\ 46{,}080\ C_1 + 41{,}600\ C_2 = 0.013\ (-80{,}000 + 37{,}200) = -\ 560 \quad (b)$$

from which:

$$C_1 = 0.039$$
$$C_2 = 0.029$$

4.—The correction stress factors at mid-span will then be (equations 44):

$$M_{01} = -\ 2000\ (60)^2\ 0.125 - 0.1014\ (0.039) - 144 = -\ 6050$$
$$M_{02} = -\ 910\ (60)^2\ 0.125 - 0.1014\ (0.029) - 144 = -\ 2780$$

We devide by 144 to get the stress in lb/sq. inch. Multiplying each of these factors by the corresponding auxiliary unit shear slopes (fig. 12, d-e) and adding to the beam stresses we get the final stress distribution, figure (12-9). The actual tranverse BMD is also given in figure (12-h). The correction added to that in figure (12-c) with no relative joint translation is due to the residence C_1H_1 and C_2H_2 now acting inwards as shown.

The results obtained here are almost exactly the same as those given by M. H. Simpson, as shown.

REFERENCES.

1. I. Gaafar: "Hipped-Plate Analysis Considering Joint Displacements". Trans. ASCE 1954 (vol. 119).
2. I. Gaafar: "The Design of Prismatic Roofs". Concrete and Const. Eng. October 1956 (vol. 51).
3. H. Simpson: "Design of Folded Plate Roofs". Proceedings ASCE, vol. 84, No. ST. 1 (Jan. 1958).
4. H. Cracmer: "Design of Prismatic Shells". Journal Am. Conc. Inst. Feb. 1953 (Proc. vol. 49).
5. A. Ashdown: "The Design of Prismatic Structures". Concrete Publications, Ltd., London 1951.
6. "Design of Cylindrical Shell Roofs". ASCE Manual of Standard Practice No. 31—1952.
7. E. Gruber: "The Evact Membrane Theory of Prismatical Structures Composed of Thin Plates". Publications of the Int. Assoc. for Bridges and Structural Eng. 1951 (vol. 11).
8. G. Winter and M. Poi: "Hipped Plate Constructions". Journal Am. Conc. Inst. January 1947. (Proc. vol. 43).

Table (2)

Symbol	Name	inch, pound units	Length, Force Dimens.
t	plate thickness	inch.	L
h	" depth	inch.	L
A	" c.s. area	square inch	L^2
I	" c.s. inertia	$inch^4$	L^4
p	intensity of load	lb/sq. inch.	F/L^2
w	load per unit length	lb/inch	F/L
H	Auxiliary load	lb/inch	F/L
h	Load residue	lb/inch	F/L
f	Long. normal stress	lb/sq. inch	F/L^2
q	shear stress	lb/sq. inch	F/L^2
s	Shear flow	lb/inch	F/L
α	Shear-slope w.r.t A	lb/inch^3	F/L^3
s_1	Unit shear flow	lb/inch per lb.	L^{-1}
α_1	unit shear-slope	lb/inch^3 per lb.	L^{-3}
M_o	Stress factor	lb. inch	$F.L$
m_o	Moment Coefficient	dimensionless	—
r	Deflection "	"	—
E.C	Deflection constant	"	—
E.K	Displacement coef. for long. direction	"	—
E.d	Displ. coefficient for transverse direction	"	—
E.D	Combined displ. coeft.	"	—

(12-f) Displacement coef^ts "d" for the Transverse direct.

$$E d_{11} = \frac{1}{I}\int M_1^2 \, dL$$

$$= \frac{2}{3I}\left\{ 11.66 (6)^2 \right\}$$

$$= 2(420)/.00927$$

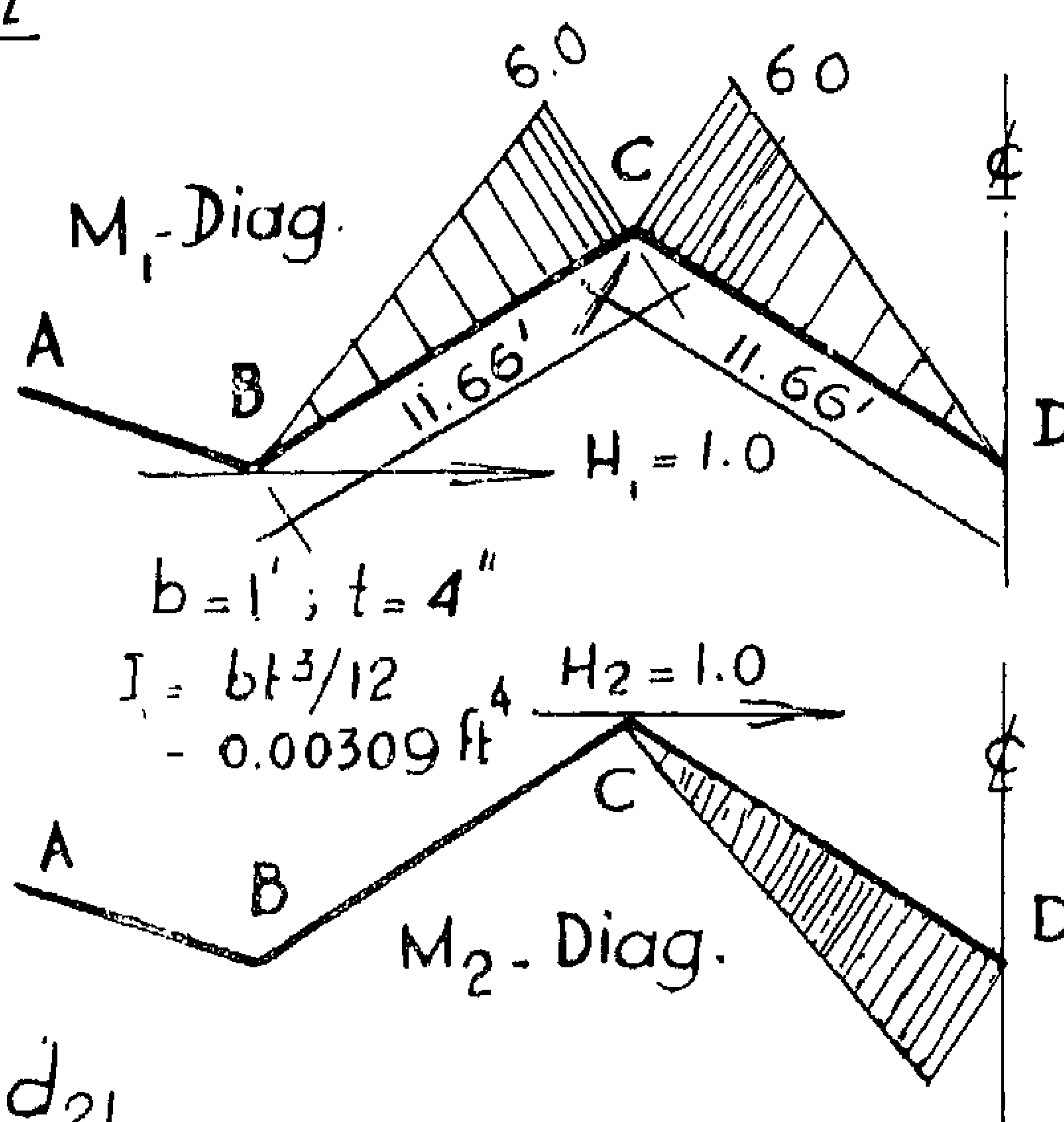
$$= 90,500$$

$$E d_{22} = \frac{1}{I}\int M_2^2 \, dL$$

$$= 45,250$$

$$E d_{12} = \frac{1}{I}\int M_1 M_2 \, dL = E d_{21}$$

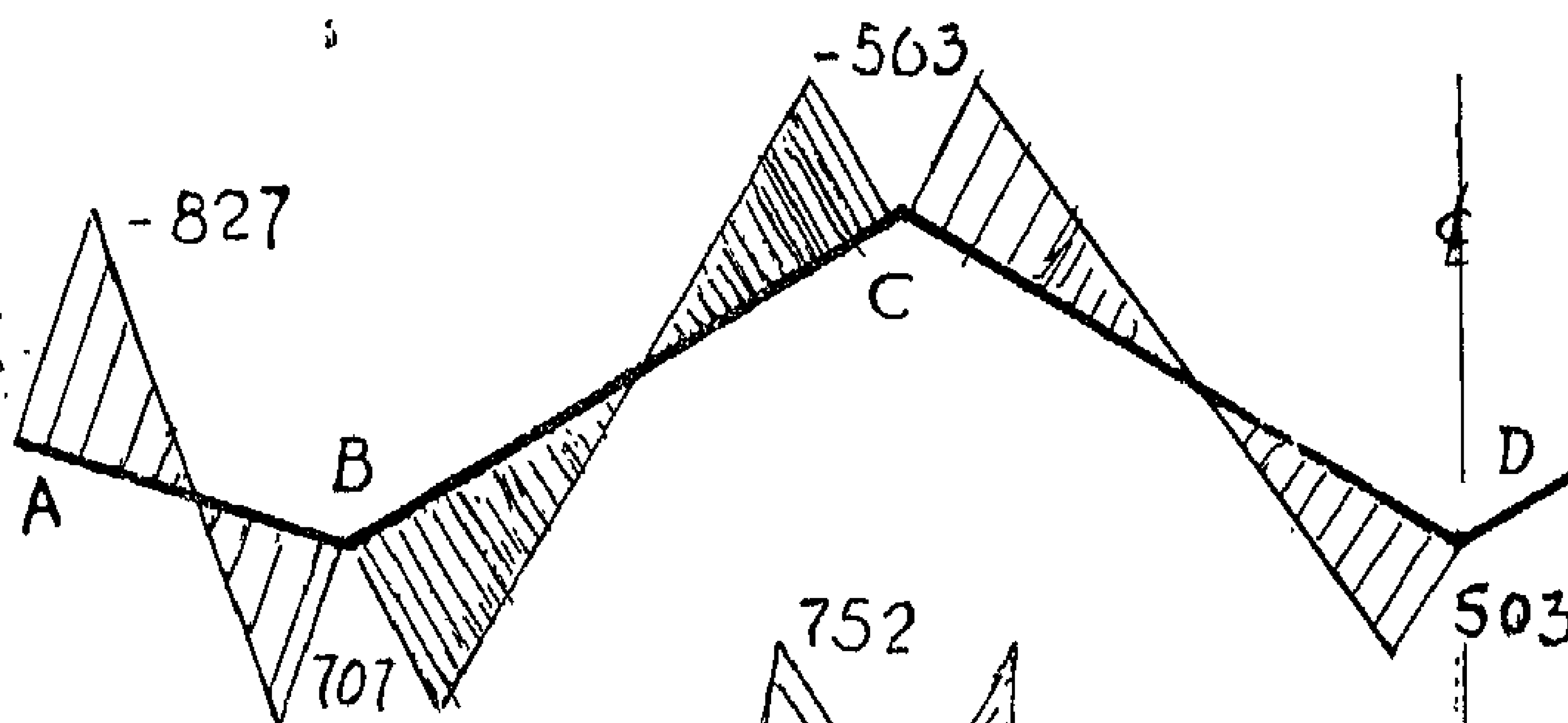
$$= -22,625$$



(12-g) Long normal stresses (mid-span) lb/□"

Stress due to	A	B	C	D
Beam Stress	75	381	-535	381
Correction due to H_1	-936	394	-16.5	8
Correction " " H_2	34	-68	-11.5	114
Final Stress = Σ	-827	707	-563	503
By H. Simpson	-826	708	-564	501

Dist. of long normal stress (Mid-span)



(12-h) Final transverse B.M.D (Mid-span)

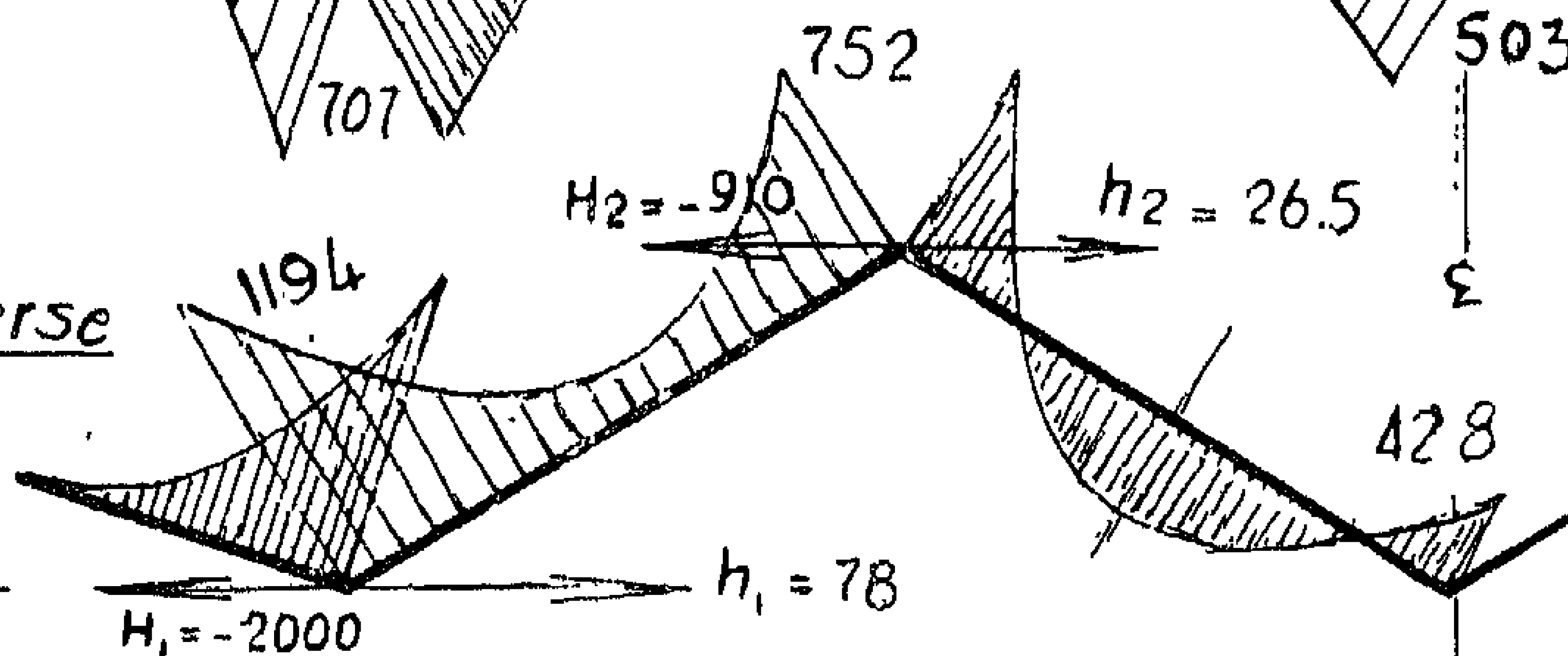
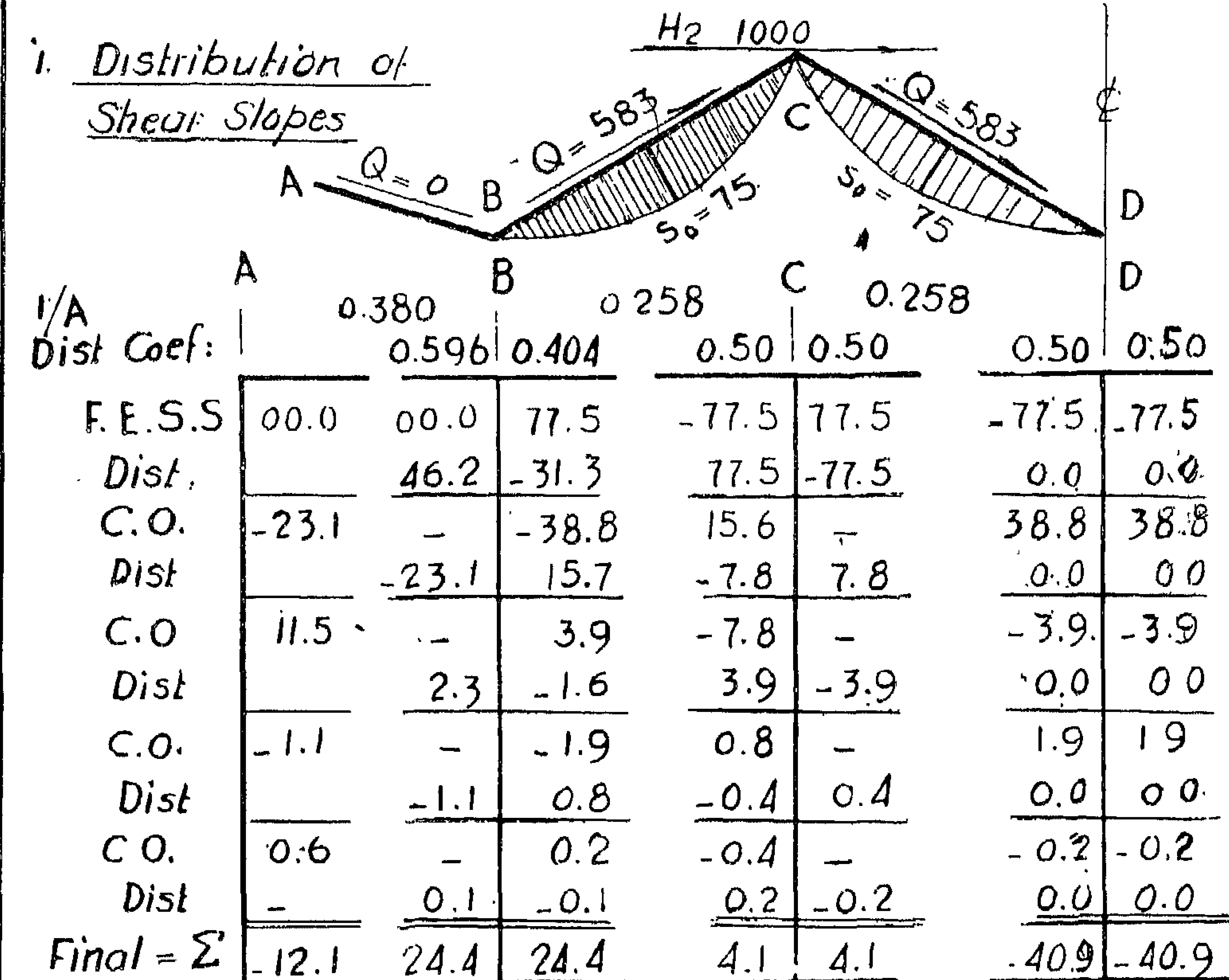
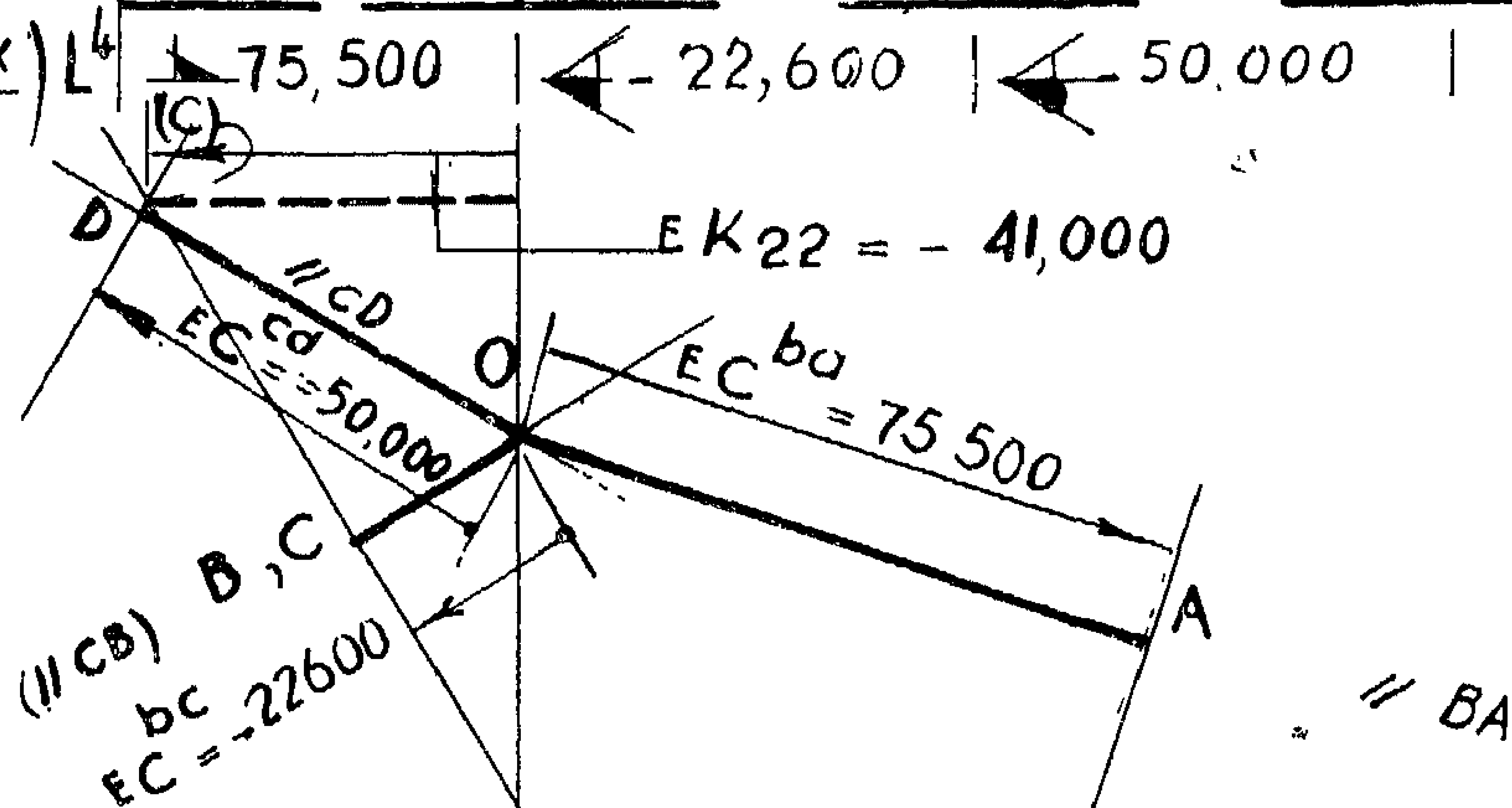


FIGURE (12) cont."

(12-e) Unit Auxiliary Shear H_2 1,000



	A	B		C		D	
1/A	0.380		0.258		0.258		
Dist Coef:		0.596	0.404	0.50	0.50	0.50	0.50
F.E.S.S	00.0	00.0	77.5	-77.5	77.5	-77.5	-77.5
Dist.		46.2	-31.3	77.5	-77.5	0.0	0.0
C.O.	-23.1	–	-38.8	15.6	–	38.8	38.8
Dist		-23.1	15.7	-7.8	7.8	0.0	0.0
C.O	11.5	–	3.9	-7.8	–	-3.9	-3.9
Dist		2.3	-1.6	3.9	-3.9	0.0	0.0
C.O.	-1.1	–	-1.9	0.8	–	1.9	1.9
Dist		-1.1	0.8	-0.4	0.4	0.0	0.0
C O.	0.6	–	0.2	-0.4	–	-0.2	-0.2
Dist	–	0.1	-0.1	0.2	-0.2	0.0	0.0
Final = Σ	-12.1	24.4	24.4	4.1	4.1	-40.9	-40.9
$EC = \left(\frac{\Delta\alpha}{h}\right)L^4$	75,500		-22,600		50,000		



2. Displacement Diagram Joints B & C

FIGURE (12) (Cont.)

This means that the auxiliary load residue is still assumed as a sine-curve with a maximum intensity at the centre equal to

$$CW = 0.88 (2.48) = 2.18 \text{ lb/in.}$$

4.—The stress factor M_o, for the section at mid-span, corresponding to the auxiliary load is given by equation (44), in which m_o = 0.1667 for the given case of concentrated loading. Thus:

$$M_o = [0.1667 - 0.1014 (0.88)] 2.48 (35)^2 = 234 \text{ (lb. in)}$$

Figure (11) shows the correction stresses obtained by multiplying this factor by the same unit auxiliary shear-slopes in figure (11) agree well with those obtained analytically by Mr. Gaafar [1] as shown. Comparing both results with the experimental values obtained by Mr. Gaafar[1], it is seen that the agreement is not good enough. This may be due to the theoretical assumptions of concentrated auxiliary loads and sine-curve residues. If we assume, however that the auxiliary load system is still uniformly distributed here, the symbols C and m_o will have the same values as in example (1); namely

$$C = 0.65$$
$$m_o = 0.125$$

The correction stress factor will be:

$$M_o = [0.125 - 0.1014 (0.65)] 2.48 (35)^2 = 178 \text{ lb. in.}$$

The stresses thus obtained are also given in figure (11) together with the experimental results. It is seen that the agreement is much better in this case.

The transverse bending moments will here be produced by the residues "h" only. Figure (11) shows the transverse B.M.D. at mid-span as given by the two assumptions of auxiliary load distribution together with the experimental results of Mr. Gaafar[1] for comparison.

Example (3)

We shall consider here the hipped-plate roof shown in figure (12-a) and previously adopted as an illustrative example by Mr. H. Simpson[3]. The roof is to be loaded by its own weight as shown.

A.—Structural Analysis.

1.—Figure (12-b) shows the distribution of the shear flow (s_1), as given by the ordinary beam theory, equation (35) due to a unit vertical upward shearing force on one half of the cross-section. In this case the inertia I used in equation (35) will correspond also to one half of the total section and is found to be $I = 32.10 \text{ ft}^4$. The shearing forces Q acting on the three plate elements and equal to the areas of the corresponding shear flow diagrams are also given in figure (12-b) together with the unit shear slopes all in lb. and ft. units.

2.—Proceed now to the auxiliary shear analysis. Figure (12-d) gives the unit shear-slopes for an auxiliary shear $H_1 = 1.0$ (lb) at B. All values are multiplied by 1000 for convenience. It also shown the displacement diagram for joints B and C from which:

$$E.\ K_{11} = -\ 272{,}000 \text{ (at B)}$$
$$E.\ K_{21} = 40{,}000 \text{ (at C)}$$

The same steps are repeated for the case $H_2 = 1.0$ (lbs) at C as shown by figure (12-c) which gives:

$$E.\ K_{22} = -\ 41{,}000 \text{ (at C)}$$
$$E.\ K_{12} = -\ 40{,}000 \text{ (at B)}$$

3.—For a transverse strip, 1-ft width, the relative joint displacements due to appropriate unit auxiliary forces are obtained by virtual work, equation (33). From figure (12-f), we get:

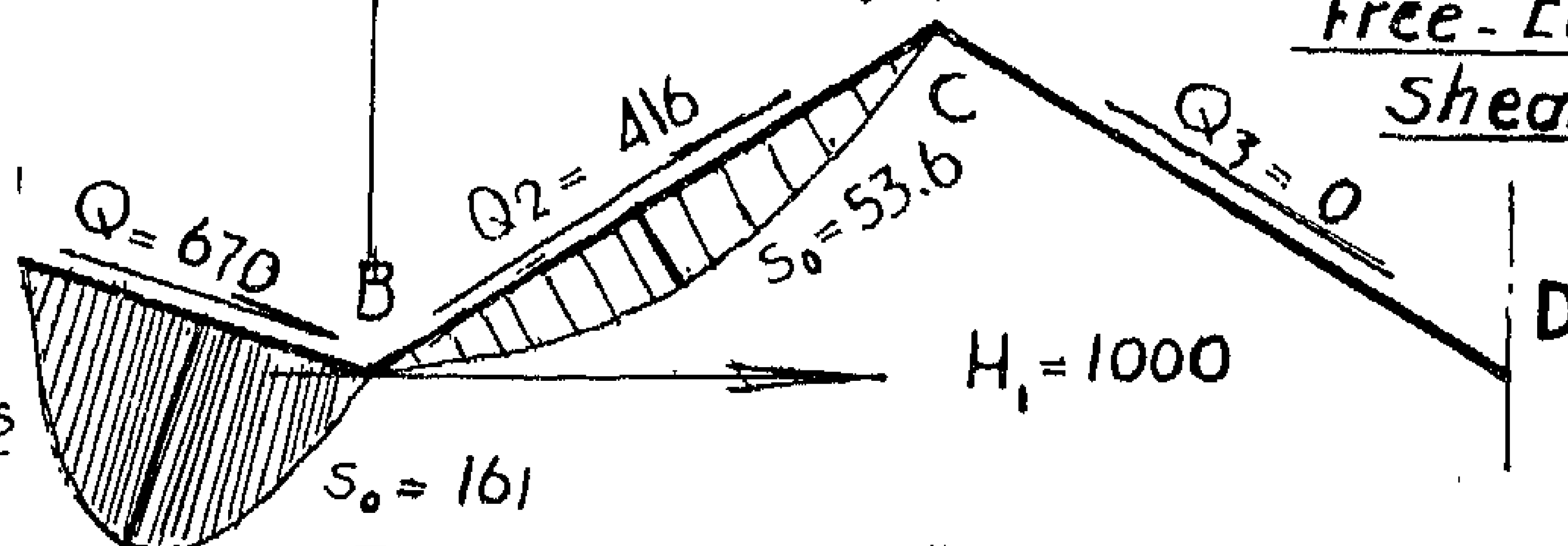
$$E.\ d_{11} = 90{,}500$$
$$E.\ d_{22} = 45{,}250$$
$$E.\ d_{12} = E.d_{21} = -\ 22{,}625.$$

4.—For a sine-curve auxiliary load residue the combined displacement coefficients, equation (34-b) will be:

$$E.D_{11} = .0103 (-\ 272{,}000) - 90{,}500 = -\ 93{,}300$$
$$E.D_{22} = .0103 (-\ 41{,}000) - 45{,}250 = -\ 45{,}670$$
$$E.D_{12} = ED_{21} = .0103 (40{,}000) - (-\ 22{,}625) = 23{,}040$$

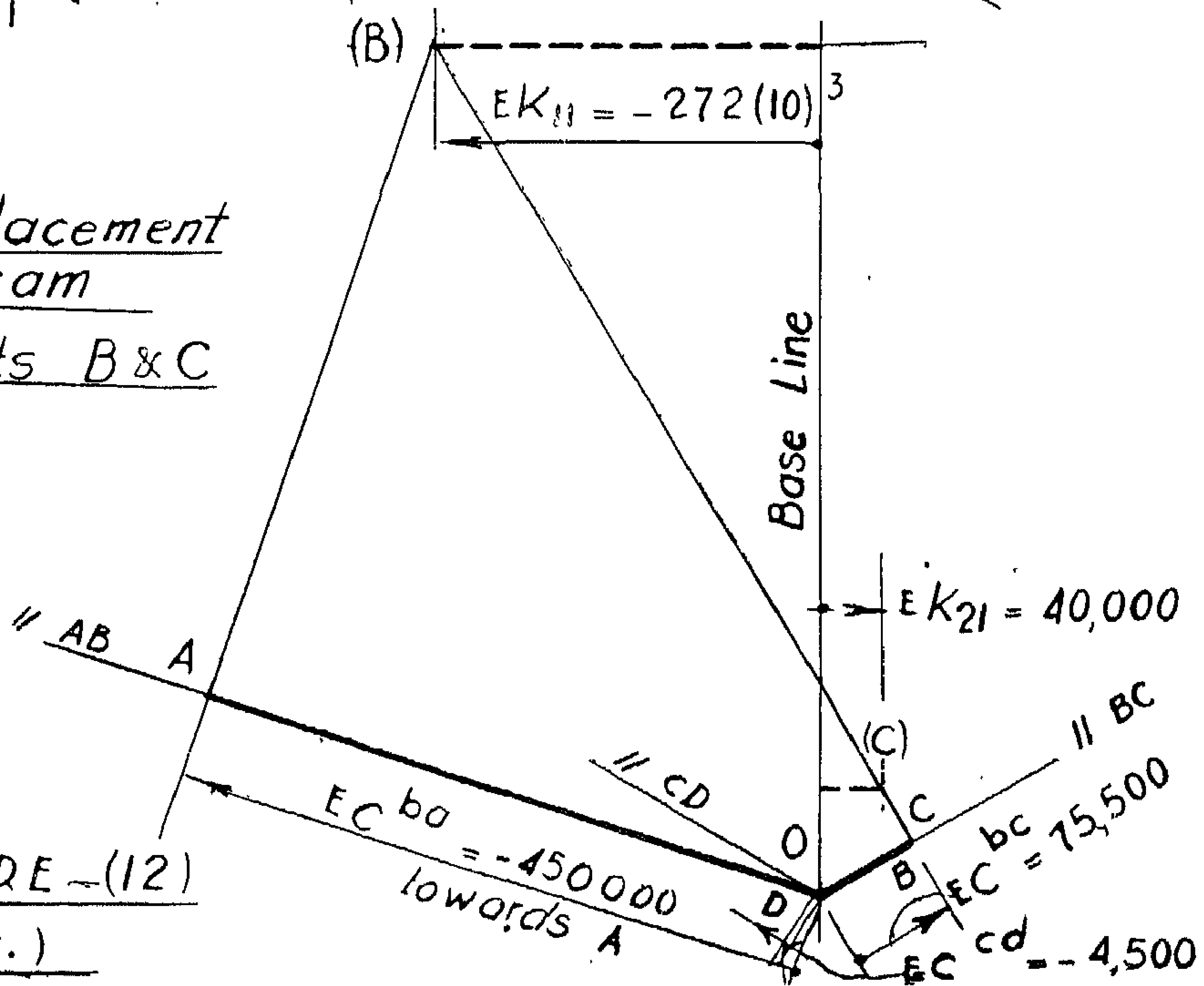
(12-d). *Unit Auxiliary Shear* $H_1 = 1,000$

Dist. Coef. 0.596 | 0.404   0.50 | 0.50

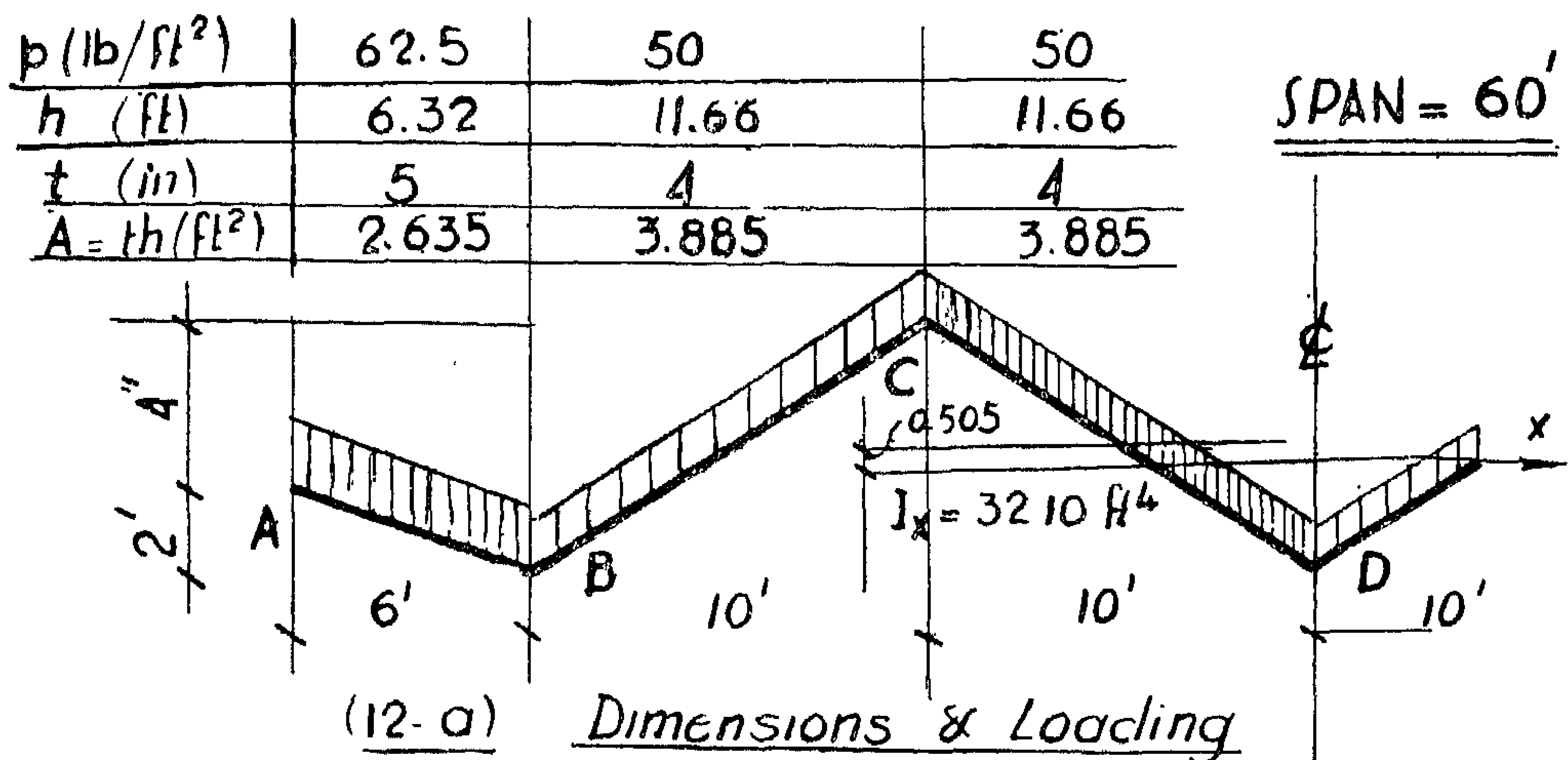


	A	B	B	C	C	D	D
F.E.S.S	244.0	-244.0	55.0	-55.0	00.0	00.0	00.0
Dist.	–	178.0	-121.0	27.5	-27.5	00.0	00.0
C.O.	-89.0	–	-13.8	60.5	00.0	13.8	13.8
Dist.	–	-8.2	5.6	-30.3	30.2	0.0	0.0
C.O	4.1	–	15.1	-2.8	–	-15.1	-15.1
Dist	–	9.0	-6.1	1.4	-1.4	0.0	0.0
C.O.	-4.5	–	-0.7	3.0	–	0.7	0.7
Dist	–	-0.4	0.3	-1.5	1.5	0.0	0.0
C.O.	0.2	–	0.7	-0.2	-	-0.7	-0.7
Dist	–	0.4	-0.3	0.1	-0.1	0.0	0.0
Final = Σ	154.8	-65.2	-65.2	2.7	2.7	-1.3	-1.3

$EC = \left(\frac{\Delta\alpha}{h}\right)L^4$: AB: − 450,000 ←; BC: 75,500 →; CD: − 4 500 ←

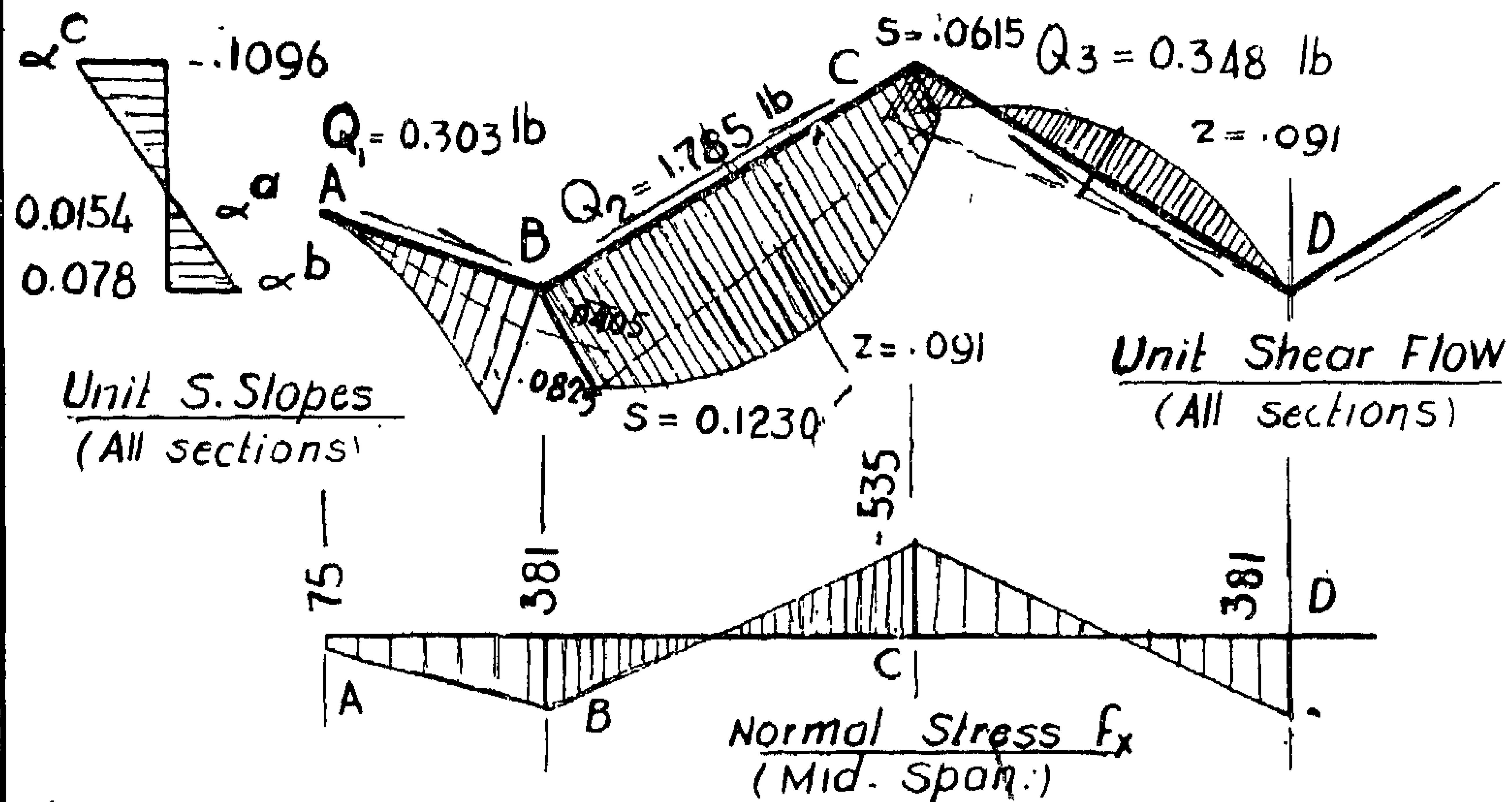


FIGURE—(12)
(Cont.)



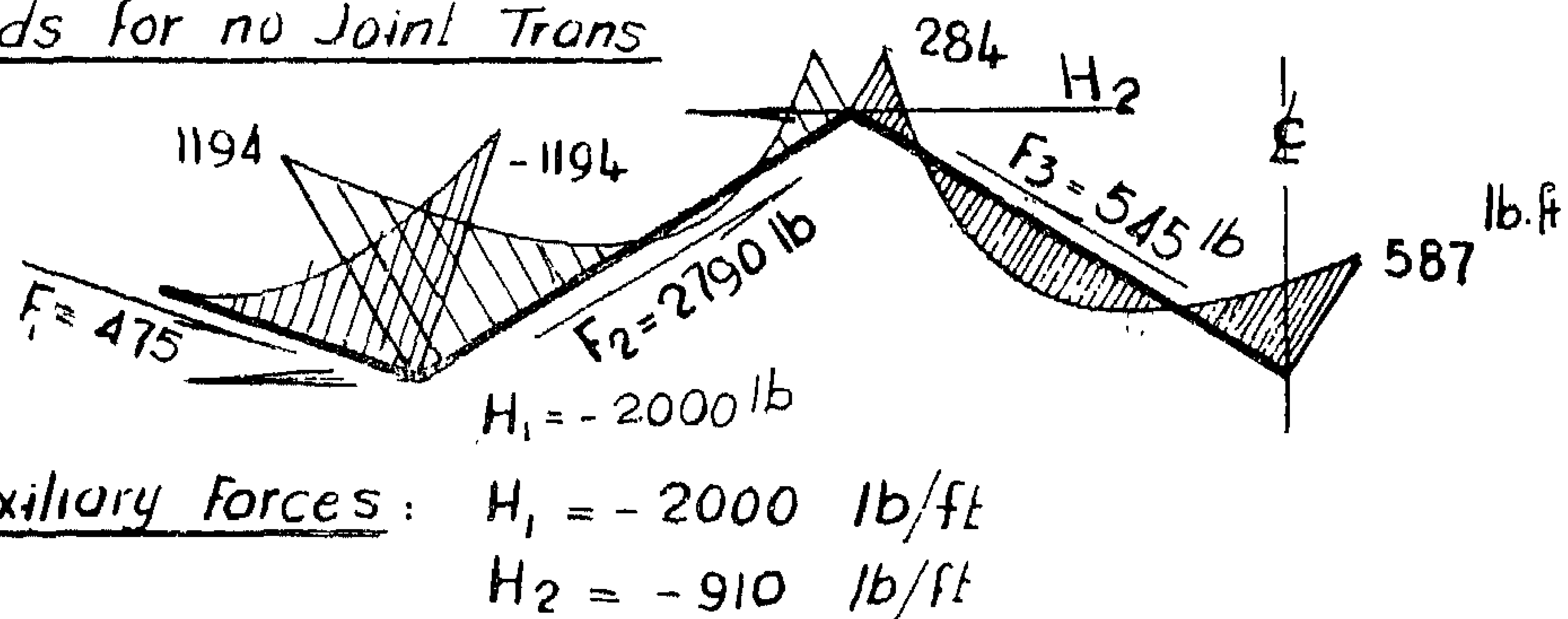
p (lb/ft²)	62.5	50	50
h (ft)	6.32	11.66	11.66
t (in)	5	4	4
$A = th$ (ft²)	2.635	3.885	3.885

(12.b) BEAM STRESSES



(12-c)

Transverse B.M.D. & Auxil Loads for no Joint Trans



Auxiliary Forces: H_1 = -2000 lb/ft

H_2 = -910 lb/ft

FIGURE (12) Example (3)

Thus :

$M = [\ 0.125 - 0.1014\ (0.65)\ ]\ 1.615\ p\ (35)^2$
$= 117\ p$

Multiplying the unit auxiliary shear-slopes in figure (10-d) by this factor we get the necessary correction in the normal stresses, which when added to the beam stresses gives the final stress distribution shown in figure (10-9). The result thus obtained agrees exceedingly well with that previously given by Mr. Gaafar[1] as soon from the table.

The stress distribution at any section other than that at mid-span can be easily obtained by multiplying the unit shear-slopes by the corresponding stress factors, and adding in the same way.

At one quarter of the span the stress factors will be :

For the beam stresses $M = 0.0938\ wL^2$
$= 0.0938\ (3.5\ p)\ (35)^2 = 427\ p.$

For the correction stress due to the auxiliary system :

$M_o = [0.0938 - .1014\ (0.65) \cos \pi/4]\ HL^2$
$= 0.0472\ (1.615\ p)\ (35)^2 = 93.5\ p$

These stresses are also shown in figure (10.9).

The transverse B.M.D. at any cross section can also be obtained. The horizontal forces at joints B are equal to (H-h). Figure (10-h) shows those diagrams at mid-span and at one quarter of the span. The difference between these diagrams and that in figure (10-c) is due to the residuary forces h acting outwords as shown.

Example (2)

The same hipped-plate roof solved in the previous example is now to be loaded with four concentrated loads W = 58.35 lbs. each as shown in figure (11).

The structural analysis will be the same as in example (1). and we only need here to show the stress analysis.

1.—For the beam stresses, M_o at mid-span will be :

$M_o = 2\ (58.35)\ (11.67) = 1365$ (lb. in)

Multiplying the unit shear-slopes previously obtained, figure (10-b) by this factor we get the beam stresses, fig. (11).

2.—Instead of the transverse B.M.D. in figure (10-c), this diagram will have zero ordinates now since no loading exists on any strip except those loaded by the concentrated load. Even at these transverse strips the loads W will be resolved along the plate elements CB and CC and thus produce no bending moments therein. For these strips, the shearing forces F_1 and F_2 acting on the plates AB and BC wil correspond to a vertical load = 2 W = 116.70 lbs, and will therefore be :

$F_1 = 116.7\ (0.236) = 27.6$ lbs.

$F_2 = 116.7\ (0.491) = 57.3$ lbs.

Taking moments about C, the auxiliary forcce H acting horizontally (inwards) at B and necessary to make the moment about C equal to zero will be :

$H = (2.95\ F_1) \div 1.88$
$= 2.95\ (27.6) \div 1.88 = 43.5$ lbs.

The question is, what is the necessary breadth for these strips. The critically speaking, we may assume the auxiliary loads H to be concentrated at the same sections where the loads W act. The average intensity of the auxiliary loading will be (w), where :

$w = 2\,H/L = 2\ (43.5) \div 35 = 2.48$ lb/in

3.—The deflection coefficient (r) at mid-span will be : (table 1)

$r = 0.01775$

Coefficients K and D will have the same values as before ; thus :

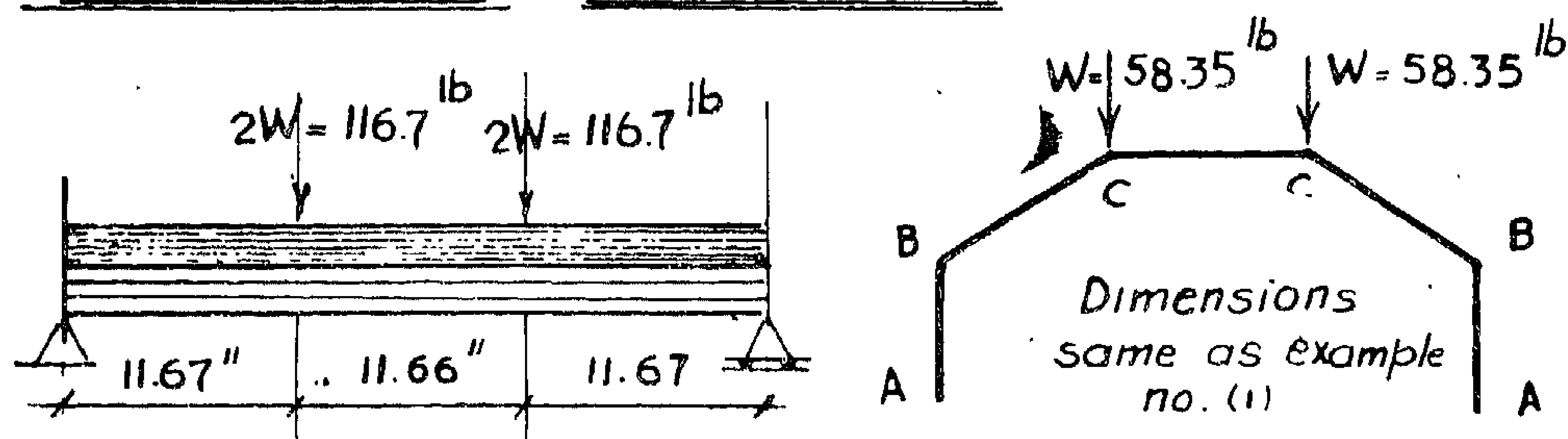
$E.K = -5.65\ (10)^6$

$E.D = -114{,}000$

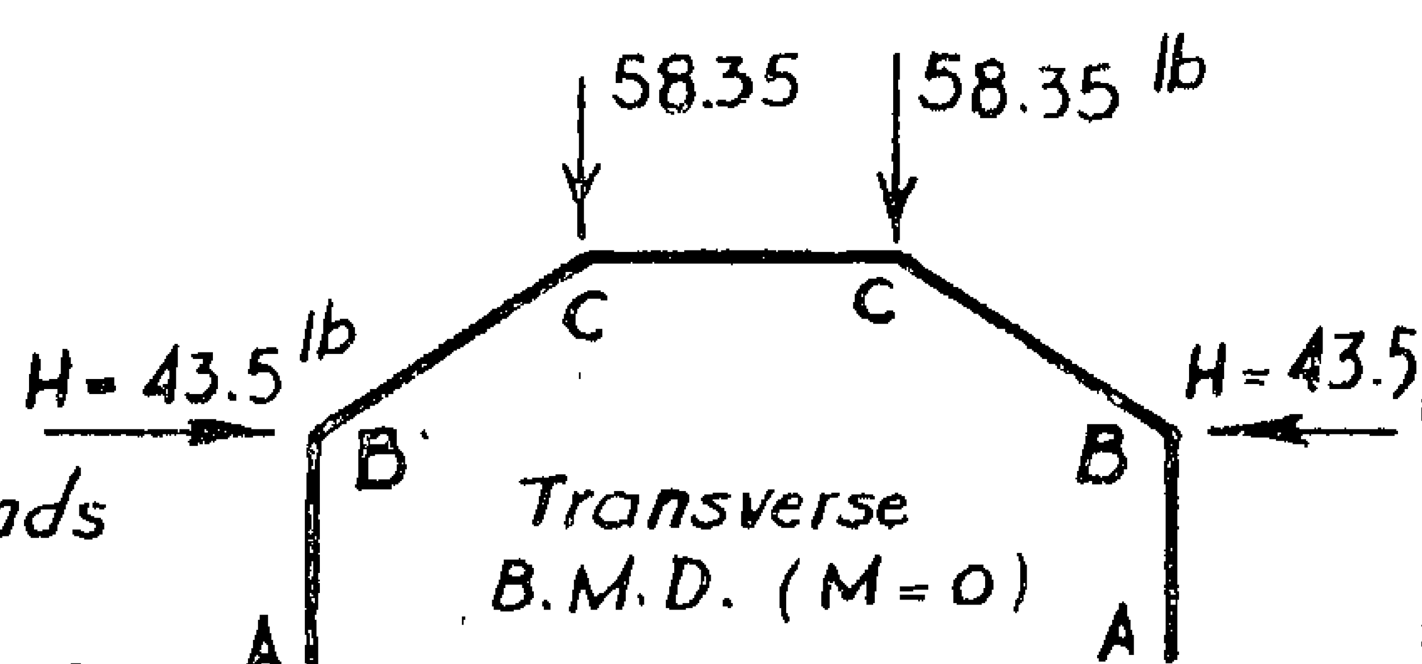
The value C will therefore be (equation 41-a):

$C = .01775\ (5650{,}000) \div 114{,}000$
$= 0.88.$

FIGURE (11) - Example (2)



Auxiliary Loads & Transverse B.M.D. for no joint translation.



1st Assumption :- Concentrated aux. loads

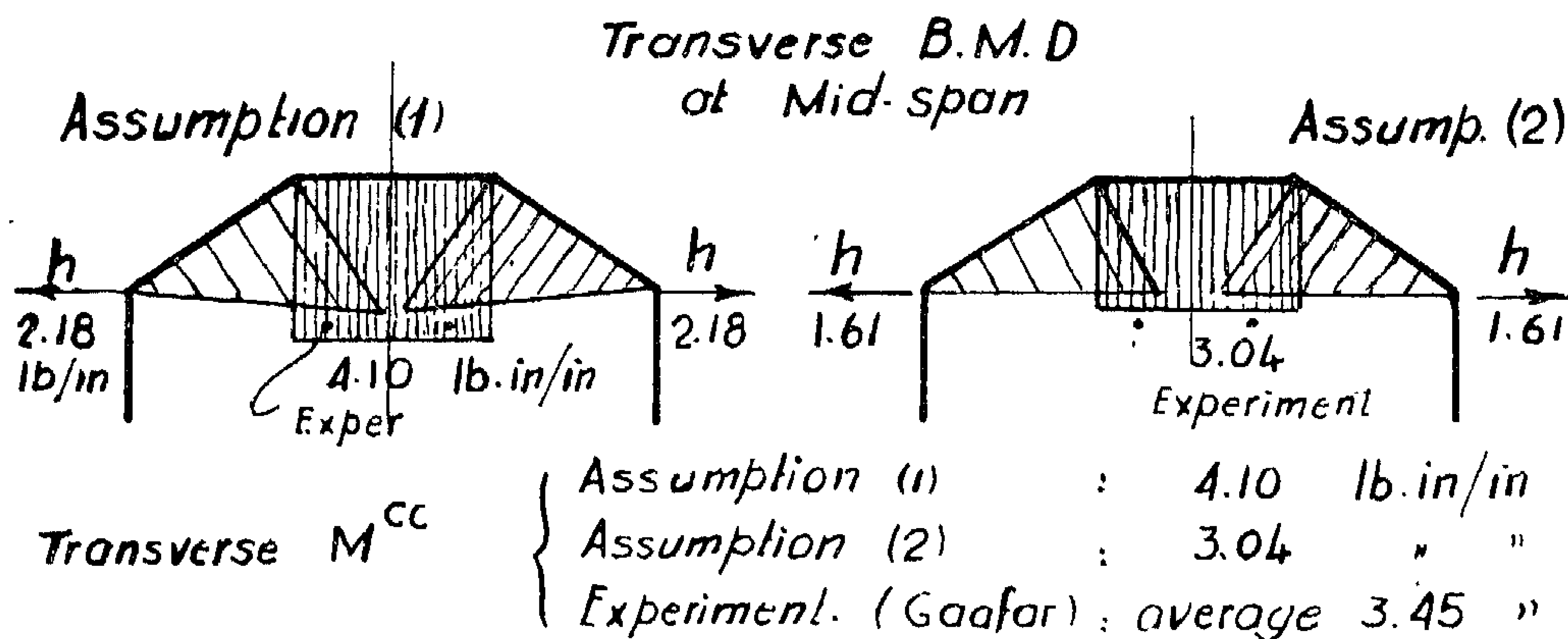
2nd Assumption :- Unif. distrib. aux. loads

$W = 2(43.5)/35 = 2.48$ lb/in.

Long. Normal Stresses at mid-span (lb/□")

Stress due to	1st Assumption			2nd. Assumption		
	A	B	C	A	B	C
Beam Stress	1102	166	-537	1102	166	-537
Correction	-980	855	-382	-735	642	-287
Final Stress = Σ	122	1021	-919	367	808	-824
I. Gaafar (Analyt)	122	1020	-925	-	-	-
I. Gaafar (Exper.)	-	-	-	378	740	-820

Transverse B.M.D at Mid-span



Transverse M^{CC} { Assumption (1) : 4.10 lb.in/in; Assumption (2) : 3.04 " "; Experiment. (Gaafar) : average 3.45 " }

In plate AB the deflection constant is positive which means that the deflection is towards B, while in BC it is negative and hence the deflection is also towards B and not C. The value E.C. is dimensionless.

Thedi splacement coefficient "k" for joint B, for the longitudinal direction article (1-9), is next obtained by the graphical construction in figure (10 e) and is found to be :

$$E.\ K = -\ 5.65\ (10)^6$$

3.—The displacement coefficient "d" for joint B, for the transverse direction, article (1-10) is obtained by virtual work, figure (10.f) equation (33), and is found to be :

$$E.\ d = \frac{3.5}{0.000183}\left[\frac{(1.88)^2}{3} + \frac{(1.88)^2}{2}\right]$$
$$= 56\ (10)^3$$

where $0.000183 = (0.13)^3 \div 12$

= moment of inertia I for plate section of unit breadth and 0.13″ thickness.

4.—The combined displacement coefficient "D", article (1-11), is obtained from equation (34-b) as follows :

$$E.\ D = -\frac{5.65\ (10)^6}{\pi^4} - 56\ (10)^3$$
$$= -\ 114{,}000$$

This completes the necessary structural analysis.

B.—*Stress Analysis :*

1.—The beam stresses at any section can be readily obtained by multiplying the corresponding stress factor M_o due to the given uniformly distributed load by the unit shear slopes in item (A-1). At mid-span :

$$M_o = 0.125\ wL^2$$
$$= 0.125\ (3.5\ p)\ (3.5)^2 = 536\ p\ \text{(lb.in.)}$$

Hence the normal stresses will be :

at A : f = 536 (0.812) p = 434 p

at B : f = 536 (0.122) p = 65.5 p

at C : f = −536 (0.395) p = −212 p

all in the lb. per inch square.

2.—Considering next transverse strip, 1-inch wide, the transverse B.M.D. for such a strip treated as a continuous beam over the unyielding supports at B and C on both sides is shown in figure (10-c). Since no transverse shear normal to the plates AB can exist at the edges A, no supports are assumed there. The B.M.D. may be obtained by moment distribution or by the equation of 3- moments.

The shearing forces F_1 and F_2 acting on the strip plates AB and BC, and representing the difference of shears on both sides, are obtained by direct proportioning from the unit shear diagram (10.b) ;

Thus :

$F_1 = 3.5\ p\ (0.236) = 0.825\ p$ (lb/in)

$F_2 = 3.5\ p\ (0.491) = 1.720\ p$ (lb/in)

The auxiliary horizontal inward force at B, necessary to produce the transverse B.M.D. in figure (10.c) together with the shears F_1 and F_2 is obtained by simple statics, by taking moments about C for the forces to one side.

Thus :

$$1.88\ H - 2.95\ F_1 = 0.612\ p$$

from which :

$$H = 1.615\ p \quad \text{(lb. per inch)}$$

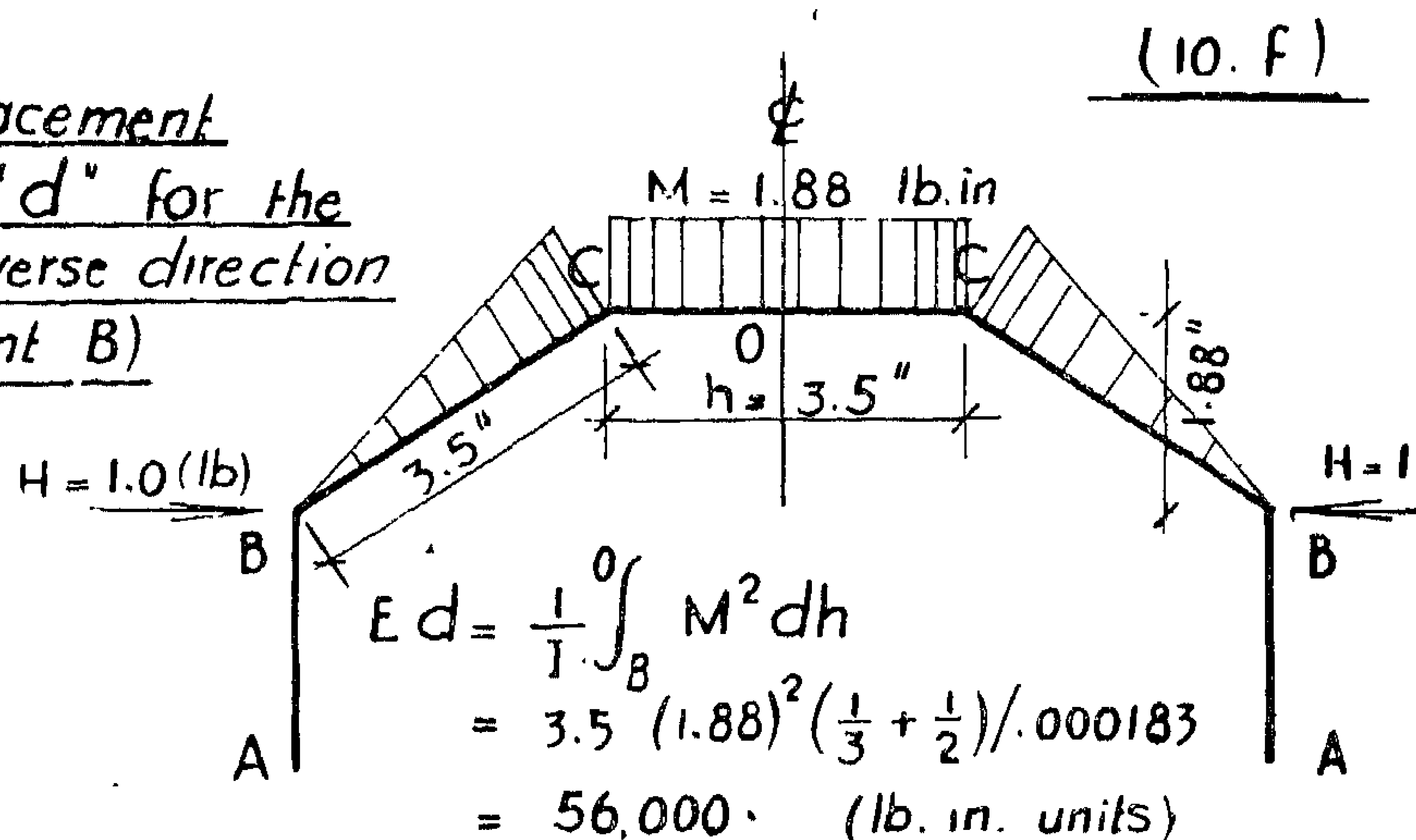
3.—For the given case of uniformly distributed loading, the deflection coefficient (r) at mid-span is found to be : (table 1)

$$r = 0.0130$$

The ratio c of the maximum intensity of the auxiliary load residue at mid-span (compared to the full value H), will be (equation 41-a),

$$C = 0.0130\ (5650{,}000 \div 114{,}000$$
$$= 0.650.$$

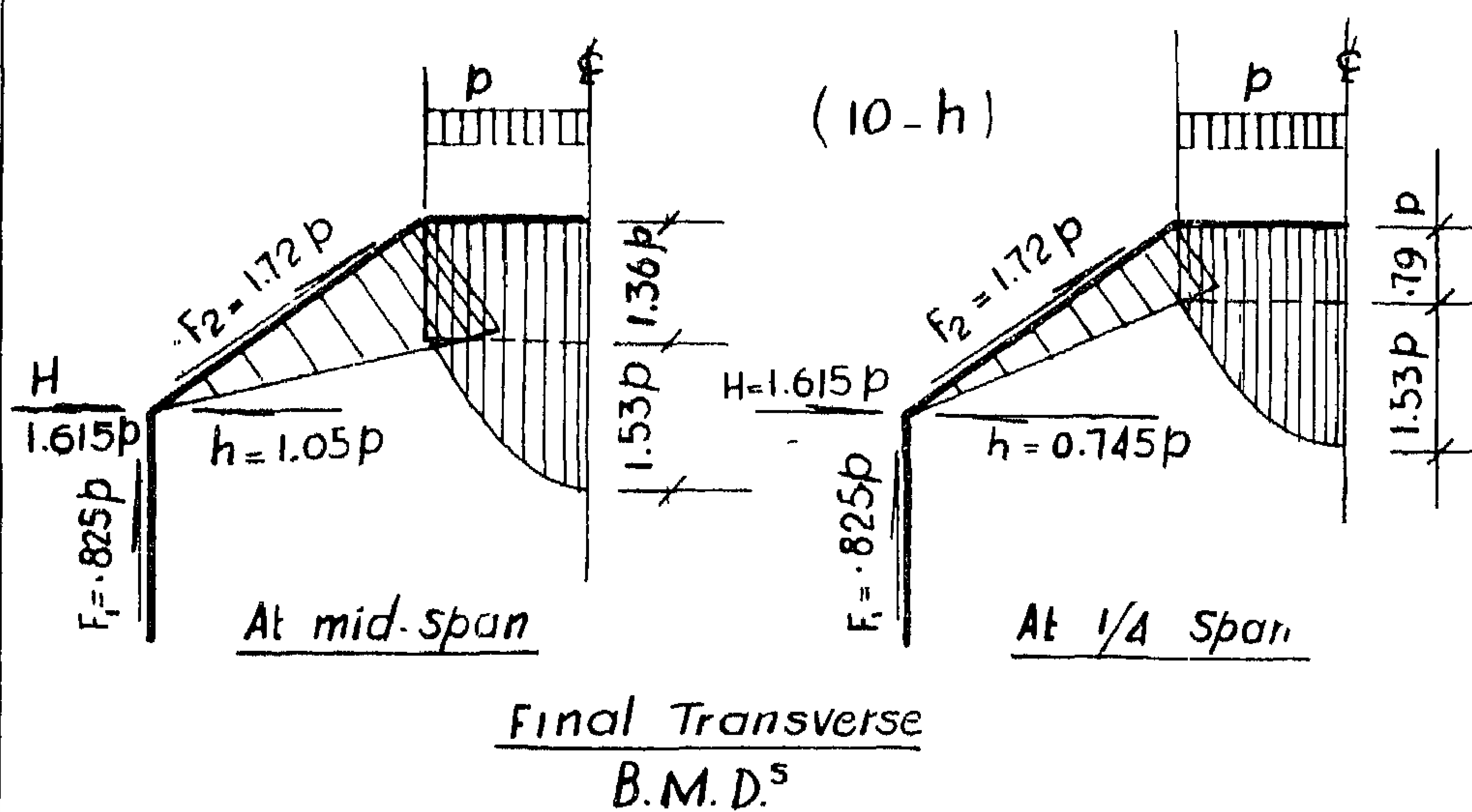
4.—We proceed next to correct the normal stresses as given in article (2-7). The stress factor M_o is obtained from equation (44). The moment coefficient m_o corresponds here to a uniformly distributed loading and hence is equal to 0.125.



(10. g.) Final normal stress computation (lb/□")*

Long. normal stress due to	At Mid-span			At 1/4-Span		
	A	B	C	A	B	C
Beam Stress	434	65.5	-212	325.5	49.5	-159
Correction	-488	425	-189	-387.5	337.5	-151
Final Stress	-54	490.5	-401	-62	387	-310
By Gaafar	-61	497	-404	—	—	—

* Multiply by p (lb/□")



Final Transverse B.M.D.S

FIGURE (10)-" cont

force on the section equal to unity. Notice also that the shears "s" are drawn to the right of AB and BC which represent here the directions of the shearing forces Q_1 and Q_2 respectively.

The unit shear slopes are next computed.

These slopes are obtained with respect to the areas of the plates and not the lengths.

Thus :

$$\alpha^{ab} = [0.152 + 4\ (0.0280)] \div 0.325 = 0.812\ (in^{-3})$$

$$\alpha^{ba} = [0.152 - 4\ (0.0280)] \div 0.325 = 0.122\ (in^{-3})$$

$$\alpha^{bc} = [0.090 - 0.152 + 4\ (0.0294)] \div 0.455 = 0.122\ (in^{-3})$$

$$\alpha^{cb} = [0.090 - 0.152 + 4\ (0.0294)] \div 0.455 = -\ 0.395\ (in^{-3})$$

$$\alpha^{cc} = 2\ (-\ 0.090) \div 0.455 = 0.395\ (in)$$

Notice that :

$$\alpha^{ba} = \alpha^{bc}$$

$$\alpha^{cb} = \alpha^{cc}$$

2.—For a unit auxiliary load H = 1 at B the components along BA and BC are found to be 0.636 and 1.185 respectively. The shear-slope distribution for this case is obtained by the relaxation process given in article (1-6) and is shown in figure (10-d). The maximum "free-edge" shears at the centre of each plate are obtained from equation (19), thus :

In AB : $S_0 = 1.5\ (0.636) \div 2.5 = 0.382\ (in^{-1})$

In BC : $S_0 = 1.5\ (1.185) \div 3.5 = 0.507\ (in^{-1})$

The free-edge shear slopes are obtained from equation (20) and are entered in the table in line (2).

For plate AB these end slopes are :

$$\alpha = \pm\ 6\ (0.636) \div 0.325\ (2.5) = \pm\ 4.680\ (in^{-3})$$

The slope is positive (clockwise) at A and negative (anticlockwise) at B.

The distribution coefficients for the unbalanced shear slopes at the joints are entered in line (1). These coefficients are inversely proportional to the areas of the intersecting plate elements.

For joint B, where the plates BA and BC intersect, the areas are 0.325 and 0.455 in respectively, and therefore the distribution coefficient for BA will be :

$$0.455 \div (0.325 + 0.455) = 0.583.$$

For B C it is then equal to 0.417.

The difference between the shear-slopes in the contiguous plates is distributed in the next step line (3), according to these coefficients. For joint B, this difference is equal to 4.680 − 4.470 = 0.210.

The balancing slope in BA will therefore be

$$0.583\ (0.210) = 0.122$$

and in BC it will be

$$0.417\ (0.210) = 0.088$$

This balancing shear-slope should be negative in BA and positive in BC so that the shear slopes there become now equal.

The carry-over shear slopes, resulting from this balancing step are entered in line (4). The carry-over factor is (−0.5).

Further cycles of balancing and carry-over are tabulated and the final shear slopes are obtained in line (16) by summation.

The deflection constants C for the plates can now be obtained ; equation (32), as follows :

For AB :

$$E.C. = (3.617 + 4.150)\ (35)^4 \div 2.5 = 4.64\ (10)^6$$

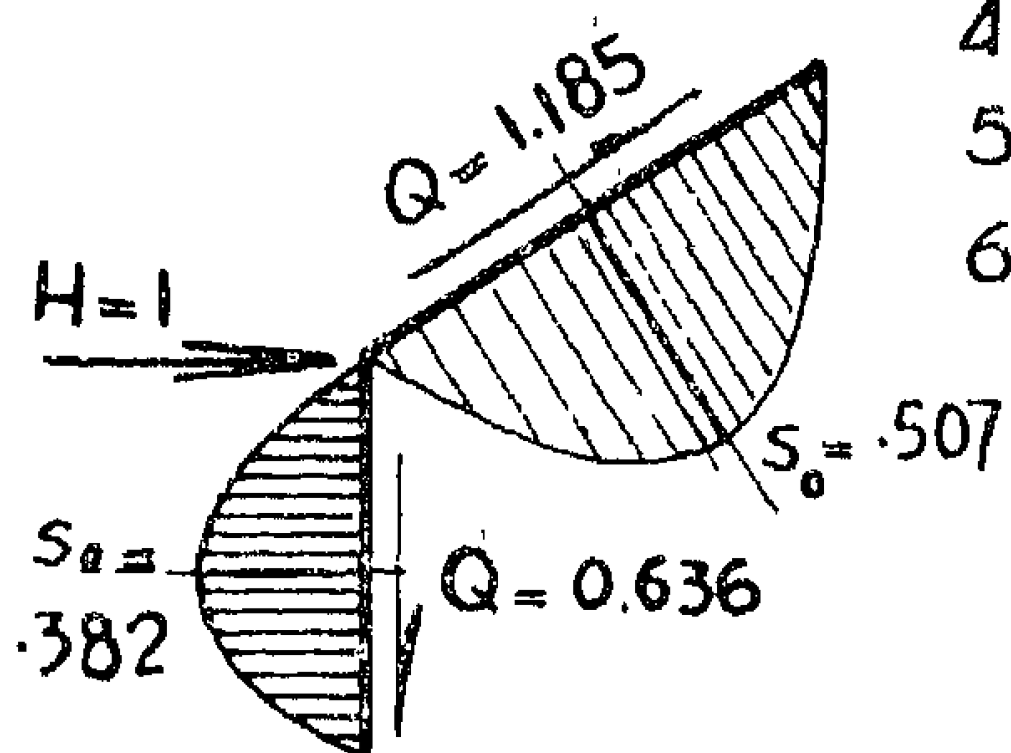
For BC :

$$E.C. = -\ (1.617 + 3.617)\ (35)^4 \div 3.5 = 2.24\ (10)^6$$

Fig. (10.d)

Distribution of Shear Slopes for Unit Auxil. Force H = 1.0 (lb)

	AB	BA	BC	CB	CC
1. Dist. Coefts.		0.583	0.417	0.50	0.50
2. F.E.S.S.*	-4.680	4.680	4.470	-4.470	0.000
3. Dist.		-0.122	0.088	2.235	-2.235
4. C.O.	0.061	–	-1.118	-0.044	1.118
5. Dist.		-0.6 2	0.466	0.581	-0.581
6. C.O.	0.326	–	-0.290	-0.233	0.291
Dist		-0.169	0.121	0.262	-0.262
C.O.	0.085	–	-0.131	-0.060	0.131
Dist.		-0.077	0.054	0.096	-0.095
C.O.	0.038	–	-0.048	-0.027	0.047
Dist		-0.028	0.020	0.037	-0.037
C.O.	0.014	–	-0.019	-0.010	0.018
Dist		-0.011	0.008	0.014	-0.014
C.O.	0.006	–	-0.007	-0.004	0.008
Dist		-0.004	0.003	0.006	-0.006
16 – Final = Σ	-4.150	3.617	3.617	-1.617	-1.617



Free edge auxil. shear Flow

* F.E.S.S. = Free edge shear-slopes

$$EC = \left(\frac{\Delta\alpha}{h}\right)L^4 \quad | \; 464(10)^4 \quad | \; -2.24(10)^4 \, |$$

Fig. (10-e)

Displacement Diagram : Joint B.

E.K = $-565(10)^4$

(B)

A

O

C

$E.C^{ba} = 464(10)^4$

$E.C^{bc}$ $224(10)^4$

FIGURE (10) "cont."

B.—Stress Analysis :

Consider now the given particular case of loading, for which we determine the following items :

1.—The stress factor M_o at the section where the stress distribution is required. Multiplying this factor by the unit shear slopes in item (A-1) we get the beam stresses, therein.

2.—Transverse B.M.D. for a strip of unit breadth assuming no relative translations to take place at the internal joints, article (2-2). Find next the necessary auxiliary loads as given in article (2-3).

3.—The deflection coefficient r for the section at mid-span (article 1-7).

Substituting in the compatibility equations and solving, we get the coefficients C which give the maximum values for the auxiliary load residues at mid-span.

4.—Equation (44) can then be used to find the necessary corrections for the stress distribution due to the auxiliary loads and residues at any section.

The change in the transverse B.M.D. at any section will be due to the residues "h" there which are now available.

To simplify the stress analysis, the values of the factors and coefficients (M_o), (m_o) and (r) at mid-span for various types of loading commonly used are given in table (1).

ILLUSTRATIVE EXAMPLES

Example (1)

As a first example we shall consider the hipped-plate aluminium model shown in fig. (10), adopted preivously by I. Gaafar. The model which is 35″ span is simply supported at the ends and is loaded with a uniformly distributed load intensity p lb. per square inch of the top plate cc.

A.—Structural Analysis : (art. 2-8).

1.—The distribution of the shear flow according to the beam theory due to a unit vertical (upward) shearing force is first obtained using equation (35).

Here $I_x = 3.636$ in^4. Thus : (Fig. 10.b)

$$\text{At C : } S = 0.2275\ (1.435) - 3.636 = 0.090\ (\text{in}^{-1})$$

$$\text{At B : } S = 0.325\ (1.695) - 3.636 = 0.152\ (\text{in}^{-1})$$

The maximum ordinates (z) of the parabolas are given by the formula :

$$z = \frac{AY}{8\ I} \qquad \text{(a)}$$

in which :

A = area of plate element.

Y = vertical projection of the plate length (h)

I = centroidal moment of inertia I_x of the full cross section.

Thus :

$$\text{For AB : } z = 0.325\ (2\text{-}5)/8\ (3.636) = 0.0280\ (\text{in})$$

$$\text{For BC : } x = 0.455\ (1.88))/8\ (3.636) = 0.0294\ (\text{in})$$

The shearing Forces Q_1 and Q_2 acting on the plates AB and BC respectively, are obtained as the areas of the corresponding shear flow diagrams, and will be

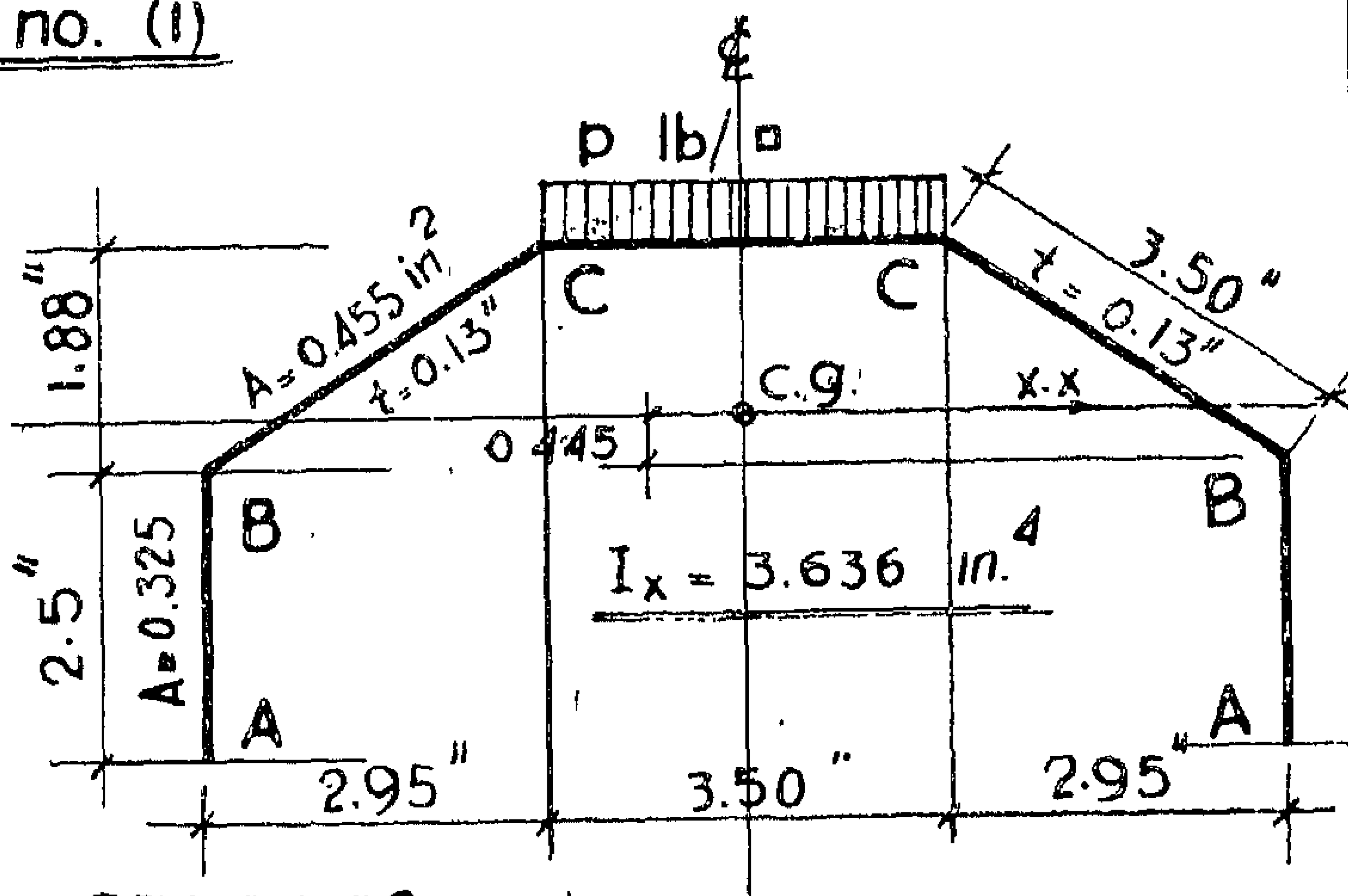
$$Q_1 = 2.5\ \left[\frac{0.152}{2} + \frac{2\ (0.028)}{3}\right] = 0.236\ (\text{lb/lb})$$

$$Q = 3.5\ \left[\frac{0.152 + 0.090}{2} + \frac{2\ (0.0294)}{3}\right] = 0.491\ (\text{lb/lb})$$

Notice that the vertical component of Q_2 is 0.264 which makes the total upward shearing

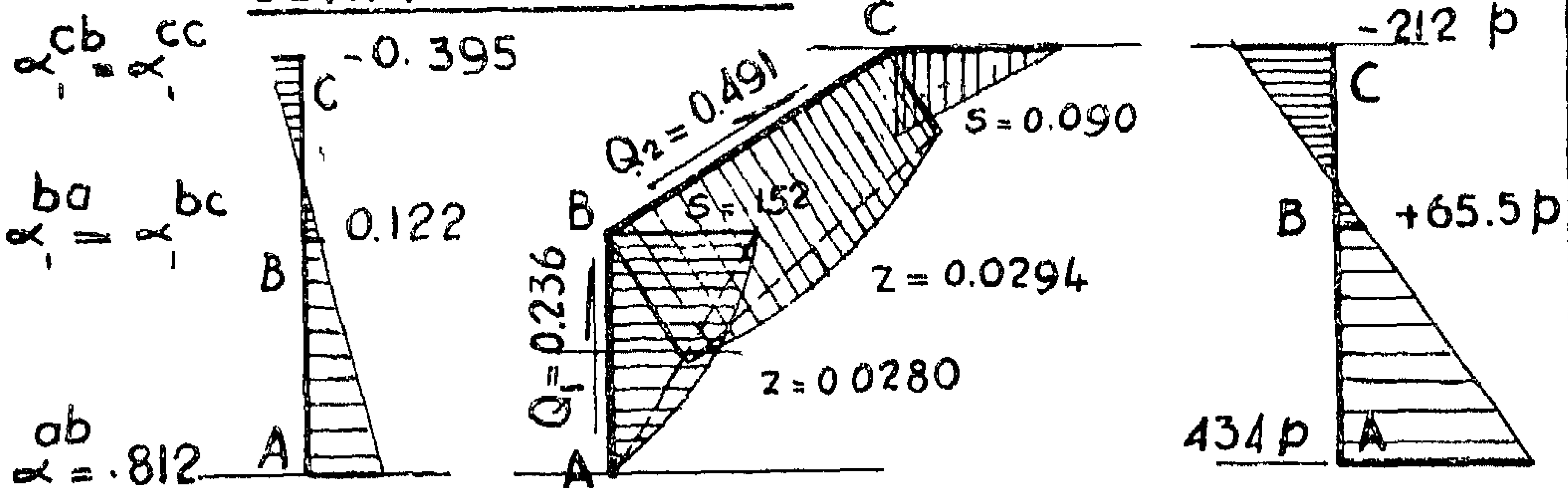
Example no. (1)

(10 - a)
Dimensions
Loading
Span L=35"



(10 - b)

BEAM STRESSES



Unit Shear-Slope
(All sections)

Unit Shear Flow
(All sections)

Normal Stress.
(Mid-Span)

(10 - C)
Transverse B.M.D.
& Auxiliary Loads
for no joint
translation

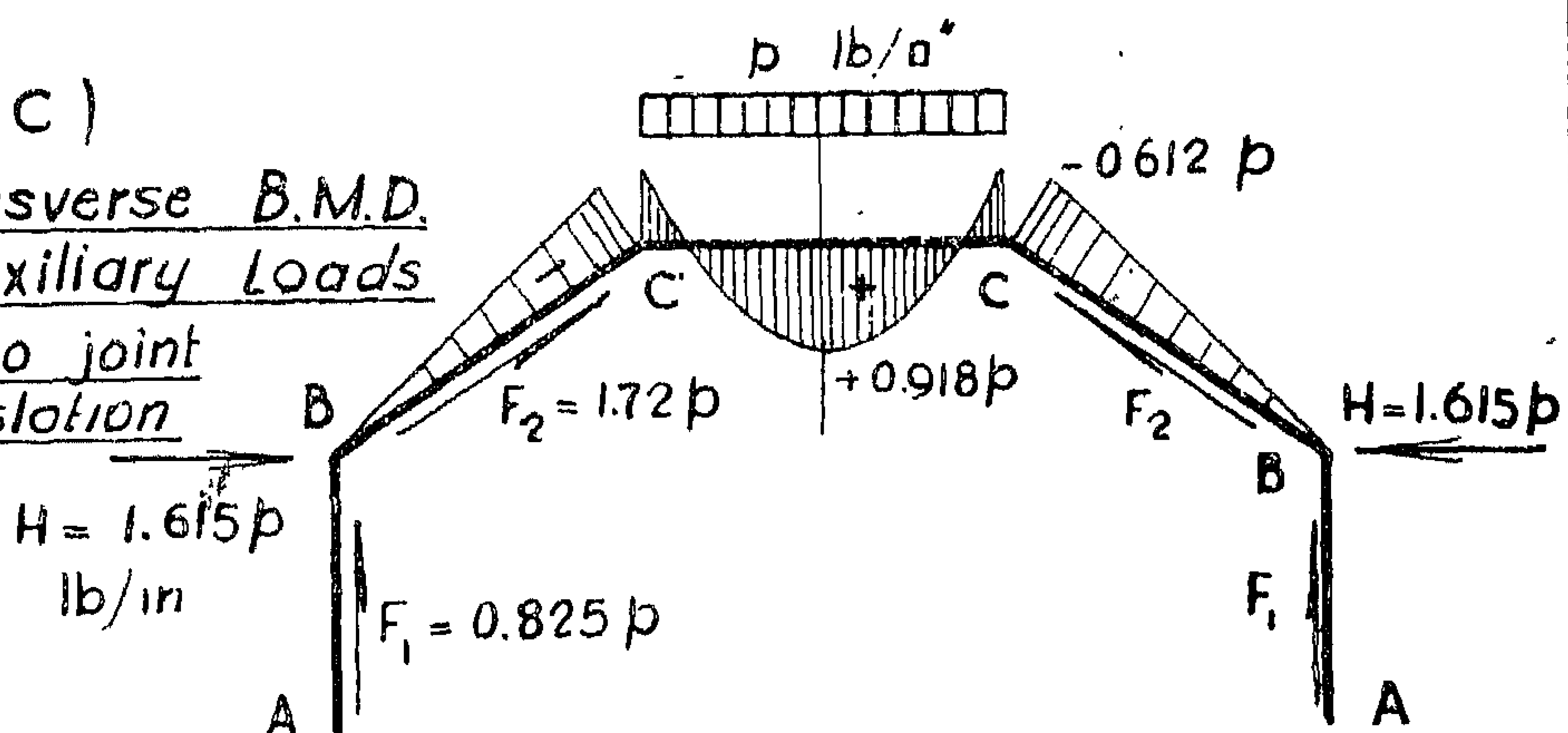


FIGURE (10).

$$- C_1H_1d_{11} - C_2H_2d_{12} =$$
$$= K_{11}\ H_1\ (r - 0.0103\ C_1)$$
$$+ K_{12}\ H_2\ (r - 0.0103\ C_2)$$

or

$$C_1H_1D_{11} + C_2H_2D_{12}$$
$$= r\ (H_1K_{11} + H_2K_{12}) \qquad (43\text{-a})$$

Similarly, for joint C (or joint 2):

$$C_1H_1D_{21} + C_2H_2D_{22}$$
$$= r\ (H_1\ K_{21} + H_2K_{22}) \qquad (43\text{-b})$$

Solving these equations we get the values c_1 and c_2. We notice that:

a.—Terms (d_{11}, k_{11}) and (d_{21}, k_{21}) will give the corresponding displacements at joints (1) and (2) respectively due to a unit loading $H_1 = 1$ acting at joint (1).

b.—The maximum intensities of the residues at mid-spans will be (C_1H_1) and (C_2H_2) at joints (1) and (2) respectively.

c.—(r) is the deflection coefficient for the external loading (table 1).

2-7. Normal Stress Correction.

From the compatibility equation (43), the values C_1 and C_2 giving the ratio of the maximum residues to the auxiliary loads (H_1) and (H_2) at mid-span can be calculated.

Hence the normal stresses (f) set up in the structure, in addition to those obtained by the beam theory, due to the shear differences $(H_1\text{-}h_1)$ and $(H_2\text{-}h_2)$ each acting separately may now be obtained by equation (18) in terms of the corresponding unit shear slopes for $H_1 = 1$ at B, $H_2 = 1$ at C.

The stress factor M_0 for these cases will respectively be at mid-span:

$$\left.\begin{aligned}(M_0)_1 &= (m_0 - 0.1014\ C_1)\ H_1L^2 \\ (M_0)_2 &= (m_0 - 0.1014\ C_2)\ H_2L^2\end{aligned}\right\} \qquad (44)$$

in which m_0 is the moment coefficient due to the auxiliary loading H_1 or H_2 or the external loading (w). For uniformly distributed loads, the moment coefficient m_0 will be 0.125 at mid-span (see table 1).

2-8. Main Steps in The Proposed Method.

In the first place it can be seen that the analysis is really divided into two parts; namely, the structural analysis and the stress analysis. The structural analysis is in fact a study of the hipped-plate structures itself, independently of the acting loads. The results thus obtained can then be used in the second part which is the stress analysis to determine the stress distribution, displacements of the joints, or transverse bending moment diagram at any section due to the given particular case of loading. The procedure will therefore be as follows:

A.—Structural Analysis:

In the structural analysis we need to determine the following items:

1.—Unit shear flow (s_1) according to the ordinary classic beam theory, due to an upward unit shearing force Q = 1, using equation (35). From this, we get the corresponding unit shear-slope diagram (α_1). This diagram wil be used to find the beam stresses due to any given particular case of loading.

2.—A unit shear-slope diagram due to each pair of auxiliary horizontal forces acting inwards at the internal joints B, C, etc., using the relaxation method in article (1-6).

For each of these unit auxiliary loads, find the deflection constant C for each plate element (equation 32), and hence the displacement coefficients K_{mn} for the longitudinal direction, at all joints, using the graphical construction in article (1-9)

3.—Find also the displacement coefficients d_{mn} for the transverse direction, as in article (1-10), equation (33).

4.—If we maintain the assumption that the auxiliary load residues are given by appropriate sine-curves, then the combined displacement coefficients D_{mn} at mid-span, may be evaluated now, using equation (34-b).

The maximum ordinate at mid-span will be :

$$d\delta_o = - cH \, . \, d \qquad (b)$$

For the longitudinal stresses, consider a unit inward force to act on both sides of the section at B, representing a unit shear difference H = 1. Resolving this force along the directions BA and BC we got the shearing forces on these plate elements. We may then proceed to distribute the shear flow (s) over the section as given by article (1-6). From the shear slope values thus obtained at the ends of the plate elements, the deflection constant (C), (equation 32), for each plate can be evaluated, and by the simple graphical construction in figure (7-b), article (1-9), the value of the displacement coefficient K for joint B for the longitudinal direction, due to unit loading there is now obtained.

The horizontal displacement of line B due to the longitudinal stresses set up by the assumed shear differences (H-h) will then be : similar to equation (31)

$$\delta' = kr \, . \, H \qquad (37)$$

and the longitudinal stresses will be obtained from equation (18) by multiplying the shear slopes here by the stress factor (M_o) at the section.

In this case both the stress factor M_o and the deflection coefficient (r) will correspond to the loading (H-h) acting on a simple span L, as shown in figure (9).

For this case when (H) is constant, and (h) is taken as a sine-curve with maximum value equal to (CH), the stress factor M_o and deflection coefficient (r) at mid-span, can be obtained from table (1), by superposition, and will be :

$$M_o = \left(\frac{1}{8} - \frac{C}{\pi^2} \right) HL^2$$

$$= (0.125 - 0.1014 \, C) \, HL^2 \qquad (38)$$

$$r = \left(\frac{5}{384} - \frac{C}{\pi^4} \right)$$

$$= (0.0130 - 0.0103) \qquad (39)$$

(r) is obtained here in terms of the full intensity (H).

The horizontal translation of B at mid-span will therefore be :

$$\delta_o' = k \left(\frac{5}{384} - \frac{C}{\pi^4} \right) H$$

$$= k \, (0.0130 - 0.0103 \, C) \, H \qquad (40)$$

2-6. Compatibility Equations.

For the simple case of the hipped-plate roof in the previous article the condition of compatibility at joint B will be :

$$\delta_o = \delta_o'$$

or :

$$-CH \, . \, d = (0.0130 - 0.0103 \, C) \, KH$$

from which :

$$C \, (0.0103 \, k - d) = 0.0130 \, k \qquad (41)$$

or :

$$C \, . \, D = 0.0130 \, K$$

where (D) is the combined displacement coefficient, article (1-11) equation (34-b).

$$D = (0.0103 \, K - d)$$

Then :

$$C = (0.0130 \, K) \div D \qquad (41\text{-a})$$

In the general case, when the external load w and consequently the auxiliary load H are not uniformly distributed, equation (41-a) becomes :

$$C = (rk) \div D \qquad (42)$$

in which (r) is the deflection coefficient at mid-span for the external load system as given in table (1).

For the more general case of the hipped-plate structure shown in figure (8) in which two auxiliary load systems H_1 and H_2 need to be introduced at joints B and C on both sides respectively two conditions of compatibility must be satisfied. Referring to joints B and C by the letters (1) and (2) respectively, the compatibility equation for joint B will be :

transverse direction over a hipped plate roof, the structure wil act as an ordinary beam in all respects. We notice also that, if no longitudinal slab moments are to develope in the plates, the auxiliary load system should be distributed in the longitudinal direction in the same manner as the external loading (w). These auxiliary loads H are positive when acting inwards.

2-4. Auxiliary Forces in the Form of Shear Differences.

In the actual hipped-plate structure no such additional auxiliary loading is externally applied along the lines of intersection of the contiguous plates. We may however, if necessary, obtain the same result by substituting these auxiliary forces by equivalent shear differences as in article (1-4), equal to the components of these auxiliary forces along the two intersecting plate elements as shown in fig. (8-c). In this way we can get the same transverse B.M.D. as that shown in figure (8-b) in which case no horizontal displacement will take place at the joints. By doing this, we are in fact changing the distribution of the shearing force over the various plate elements, from that of the beam theory so far adopted. This means that a different distribution of the normal stresses, as well as the shear stresses, is expected to take place as will be discussed later (article 2-7).

The question is: to what extent do the auxiliary loads need to be substituted by shear differences over the plate elements in order to have a compatible solution? Indeed, we cannot expect the shear differences to be equal, over the entire span, to the auxiliary loading, since this will create further normal stresses (in addition to the beam stresses) which in turn wil produce horizontal movements at the joints while the transverse B.M.D. now adopted necessitates no such movements, and hence the solution wil once more be not compatible. It is therefore necessary that except at the end sections, the shear difference on each strip should be less than the auxiliary load therein to allow for possible relative translations at the joints compatible with those produced by the developing longitudinal normal stresses along the entire lines of intersections of the plate elements.

2-5. Auxiliary Load Residues (Figure 9).

The amount be which the shear difference on any unit transverse strip is less than the intensity of the auxiliary load therein will be called the "auxiliary load residue". These residues will act on the tranverse strip in a direction opposite to that of the auxiliary loads (fig. 9-c) and will produce the relative joint translations in these strips. Positive values for these residues, which will be denoted by "h", will be outwards on both sides of the line of symmetry.

The shear difference on any strip will therefore be equal to (H-h) acting inwards (fig. 9-b). For simplicity, and in all practical cases this is acurate enough, we shall assume that the displacements produced from the longitudinal stresses set up by the shear differences (H-h) are sine-curves, so that the residues "h" and the horizontal relative translations they produce in the transverse strips will also be sine-curves.

For a simple hipped-plate roof as that shown in figure (9) under a uniformly distributed vertical load, there will be one auxiliary load system which will also be uniformly distributed over line BB_1, with intensity (H) say. The auxiliary load residues will then be:

$$h = CH \text{ sine } \left(\frac{x \pi}{L} \right) \qquad (36)$$

These loads will act outwards and will produce negative horizontal translations δ so that:

$$\delta = - hd \qquad (a)$$

where:

d = displacement of B due to unit inward forces on both sides there (article 1.10).

$$s = \frac{Q}{I} (A\overline{Y}) \qquad (c)$$

For Q = 1, the shear will be the so called unit shear s_1 and will be as follows :

$$s_1 = \frac{AY}{I} \qquad (35)$$

From this we may get the unit shear slopes (α_1), as will be illustrated in the examples, and in this way equation (18) can be used to evaluate the normal stresses (f) which should of course be identical with those given by the ordinary beam theory, equation (a), since the distribution of the shearing forces over the plates is the same in both solutions.

2 2. Transverse Bending Moments.

In the beam solution adopted so far, the total shearing force acting on each plate element will be given by the area of the shear flow "s" diagram therein (equation c). For a transverse strip of unit breadth, the difference of the shearing forces acting on both sides of the strip and called the shear difference (article 1-4), will be equal to the external loading acting on the strip, which in turn is equal to (w) where (w) is the intensity of the total external load on the hipped-plate structure at this strip. This shear difference is also distributed over the plate elements in exactly the same manner as the shear (s_1), (equation 35), and will be equal to (ws_1).

Let us now consider the hipped-plate roof shown in figure (8), and assume the external loading to be a uniformly distributed load over the top horizontal plate DD, with intensity p lb/ft^2. The intensity w in pounds per foot will be w = p.b. where b equals the width of the top plate DD. The shearing forces acting on the unit transverse strip as obtained from the beam solution together with the external loads therein will be as shown in figure (8-a) and will hence produce the transverse bending moment diagram given in that figure. All the ordinates of this diagram are positive, and hence there wil be relative horizontal displacement at all points of the side plates, which as already pointed out, will violate the condition of compatibility, and thus make the beam stress solution not correct.

2-3. Auxiliary Load System.

The beam solution will only be correct if the relative horizontal movements in the transverse strip, are prevented, at least at the joints along the lines of intersection of the contiguous plates. The transverse bending moment diagram must then be properly chosen to satisfy this condition.

A possible solution for this diagram is that of a continuous beam over the unyielding hinged supports at B, C and D on both sides, under the given vertical loading w over DD. This diagram is shown in figure (8.b) comparing this diagram with that in figure (8.a) it can be seen, that an additional set of horizontal forces H_1, H_2 must be applied at joints B and C of the strips respectively as shown, together with the existing shearing forces F_1, F_2 and F_3 resulting from the beam solution.

These forces H_1, H_2 can be easily evaluated from the new transverse B.M.D. figure (8.b) by simple statics, and will be called the "auxiliary load system".

Notice that this auxiliary load system, which is now introduced to prevent the lateral movements at the joints so that the beam stress solution becomes applicable, will form a system of forces in equilibrium, and hence will not affect the beam stresses obtained so far.

Notice here that it is not necessary that the auxiliary forces should be horizontal, although it is more convenient to be taken as such.

It will be found that, if any other direction is chosen, say the vertical direction, the some of the auxiliary loads on any section will still be zero, and hence the beam stresses will remain unchanged. By chosing vertical auxiliary loading we are in effect changing the arrangement of the vertical loads in the transverse direction in the cross-section. This leads to the conclusion that : for special distribution of the given vertical loads in the

ANALYSIS OF THE HIPPED-PLATE STRUCTURES BY THE UNIT SHEAR SLOPE METHOD (Part 2)

By

Dr. A. F. DIWAN

It has been clearly shown in part (1) that the normal stress distribution in a hipped-plate structure under any case of external loading, as given by equation (18) will depend mainly on the manner in which the external shearing force is assumed to be distributed between the various plate elements. The final solution must satisfy the following conditions at all sections :—

1.—Condition of geometrical continuity at the joints (article 1-8). This means that the displacements of the contiguous plates along their lines of intersection are identical.

2.—Condition of compatibility (art. 2-6) by the displacements along the lines of intersection of the plates satisfy the elastic deformations due to the longitudinal stresses and the transverse bending moments at the same time.

In addition to those conditions, there is a further condition of equality of the longitudinal linear strains in the contiguous plate elements along their lines of intersection. This is already satisfied when the shear slopes are made equal at the intersection of the plate elements as given in articles (1-6).

Let us now consider the ordinary classic "beam theory" and see to what extent it is valid here.

It will be seen that the distribution of the normal and shear stresses given by this theory wil satisfy the first of the two necessary conditions only but not the second. In the beam theory it is assumed that the entire plane cross section will remain plane and normal to the elastic line. All points in the cross section will have the same resultant displacement as the centroid, as long as the section is symmetrical and symmetrically loaded. No relative translation should take place at any point in the cross section, especially at the joints, so that the cross section will not change its shape. In the presence of transverse bending moments, which will develope even under the stress distribution according to the beam theory, movements in the cross section normal to the plates will take place, and thus violate the condition of compatibility, since the longitudinal normal stress distribution does not yield or require such relative displacements.

To get the final stress distribution however it is very useful to start with the ordinary beam theory, in which the condition of geometrical continuity is satisfied, and then see what further corrections need to be introduced. The stresses obtained by the beam theory, both normal and shear, will be called the "beam stresses".

Those stresses are given by the following formula :

$$f = -\frac{M}{I}y \qquad (a)$$

$$q = \frac{Q}{It}(A\bar{Y}) \qquad (b)$$

in which :

y = coordinate of the point w.r.t the horizontal axis through the centroid.

$(A.\bar{Y})$ = static moment of area between the point and the axis of symmetry (y.y), about the centroidal axis x.x.

Instead of the shear stress (q) we may get the shear flow s = qt, in which case equation (b) becomes.

REFERENCES

1. BRUNK, H. D.
An introduction to mathematical statistics. Ginn and Company, New York, 1960.

2. SHEFFE, H.
The analysis of variance. John Wiley, New York, 1959.

3. LINDGREN, B. W. and McELRATH.
Introduction to probability and statistics. The Macmillan Company, New York, 1959.

4. BOWKER, A. H. and LIEBERMAN, G. J.
Engineering Statistics. Prentice-Hall, Inc. N.J., 1959.

5. ACI Committee 214.
Proposed recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete. Journal of the ACI, December 1956, No. 6—Vol. 28.

6. GRANT, E. L.
The economic relationship between design and acceptance specifications. Symposium on application of statistics. ASTM, San Francisco, October 1949.

7. WERNIMONT, G.
Precision and accuracy of test methods. Symposium on application of Statistics. ASTM, San Francisco, October 1949.

8. YOUDEN, W. J. and CAMERON, J. M.
Use of statistics to determine precision of test methods. Symposium on application of statistics. ASTM, San Francisco, October 1949.

9. ABDUN-NUR, E. A.
How good is good enough. 1961 convention of the ACI, St. Louis, Mo.

10. SHEWHART, W. A.
Economic control of quality of manufactured product. D. Van Nostrand Co., Inc. New York, N.Y. 1931.

11. HOEL, P. G.
Introduction to mathematical statistics. John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y. 1947.

12. ASA Standards.
Z 1.1—1958, "Guide for quality control"; Z 1.2—1958, "Control chart method of analyzing data"; and Z 1.3—1958, "Control chart method of controlling quality during production". American Standard Association, New York, N.Y.

13. SIMON, L. E.
An engineers manual of statistical methods. John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y. 1941.

14. GRANT, E. L.
Statistical quality control. McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y. 1952.

15. BRITISH STANDARDS.
B.S. 600 : 1935, E. S. Pearson, "The application of statistical methods to industrial standardization and quality control"; B.S. 600 R : 1942, B.P. Duding and W. J. Jennett, "Quality control charts"; and B.S. 1313 : 1947, "Fraction defective charts for quality control". British Standards Institution, London.

ACKNOWLEDGMENT

The research facilities were those of the Engineering Materials Laboratory of the University of California, Berkeley—U.S.A.

The writer acknowledges his appreciation and gratitude to Professor M. Polivka, Associate Professor, EML, University of California, for his helpful suggestions, to Mr. Osman A. El-Ghamry, U.A.R. Mission Member at the U.C. for his help and cooperation, and to Messrs. Yuzo Akatsuka and S. C. Chang, graduate students in Civil Engineering, who performed a great deal of the physical work.

* * *

$\bar{x}_2 = 4000$ psi
$s_2 = 1000$ psi
$n_2 = 5$

To find whether these results indicate at the 5 % significance level that the population mean of type (b) concrete is larger than the population mean of type (a) concrete.

Referring to the analysis given in Part One on pages (96 and 106) and assuming the two populations normally distributed :

$$\therefore \Pr \left[-1.96 < \frac{\bar{x}_2 - \bar{x}_1}{\sqrt{\frac{s^2}{n_1} + \frac{s^2_2}{n_2}}} < +1.96 \right] = 1.86$$

$$\therefore \frac{\bar{x}_2 - \bar{x}_1}{\sqrt{\frac{s^2_1}{n_1} + \frac{s^2_2}{n_2}}} = \frac{1000}{\sqrt{\frac{810000}{9} + \frac{1000000}{5}}} = 1.86$$

$\therefore$ One cannot reject the hypothesis that $\mu_2 = \mu_1$ although x^{-2} is $> x^{-}_1$

It may be worthwhile to give another example showing how any actual significant effect can be detected by applying the statistical analysis. The main importance of applying such a statistical test is to find out whether the difference between two sample means can be produced by the chance factor or there is a new factor causing the increase or the decrease of the strength.

Example (II) :

The same as example (I), but the results are as follows :

Concrete Type (a) :

$\bar{x}_1 = 3500$ psi
$s_1 = 200$ psi
$n_1 = 10$

Concrete Type (b) :

$\bar{x}_2 = 3700$ psi
$s_2 = 230$ psi
$n_2 = 8$

Choosing the significance level as 5 % and assuming the two populations have a normal distribution :

$$\therefore \Pr \left[-1.96 < \frac{\bar{x}_2 - \bar{x}_1}{\sqrt{\frac{s^2_2}{n_1} + \frac{s^2_2}{n_2}}} < +1.96 \right] = 0.95$$

$$\therefore \frac{\bar{x}_2 - \bar{x}_1}{\sqrt{\frac{s_1^2}{n_1} \quad \frac{s_2^2}{n_2}}} = \frac{3700 - 3500}{\sqrt{\frac{40000}{10} + \frac{52900}{8}}} = 2.0$$

i.e. The hypothesis that $\mu_2 = \mu_1$ is rejected at the 5 % significance level.

Therefore the two population means differ, or in other words the factor x has a significant influence at 5 % significance level.

The preceding two examples show clearly the eror in some analysis which considers only the sample means as the only parameter to be studied. In the first example although the difference in the sample means was large, yet a hypothesis that $\mu_1 = \mu_2$ cannot be rejected at the 5 % significance level. In the 2nd one, although this difference was only 20 % the amount in the 1st example, yet statistical analysis showed that it is significant at the 5 % level. *The author wishes strongly to emphasize the use of statistical theory in both the design and analysis of experiments.*

In more envolved and rather basic studies of the properties of materials the author strongly recommends the use of *Latin Squares Method* and other known procedures. The program of an experimental investigation should be well studied from the statistical point of view before the experiments begin. A statistical feeling would help much to save time and cut down expenses. By these methods, clearer ideads and more definite decision can be made. The results will be of more significance and the interpretations will be based not on the intuation of the investigation but on more or less definite computations.

It is my belief that statistical inferences can accelerate our materials studies and research projects.

PART THREE

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

As stated above, the objectives of this study is mainly to show the outstanding improvements that application of statistics can give in the procedures and analysis of concrete testing. The investigation obtained above and the recommendations stated can be applied to design the testing procedures and analysis of other materials such as tiles, bricks, cements, etc. It is obvious also that the same procedure can be followed in testing other properties of concrete other than the compressive strength.

The following paragraphs summarize the conclusions that can be withdrawn from the analytical and experimental investigations stated in parts one and two :

(1) *The importance of considering the effect of variance in test results and that any concrete mixture does not have a single value of the compressive strength. It assumes rather a range of values having a certain kind of a probability distribution.*

(2) The above mentioned distribution can be considered for all practical purposes as normal, and thus the problem has two characteristic values : the population mean and the population standard deviation.

(3) *The compressive strength test is in essence a test of the hypothesis that the population mean is equal to a certain specified value.*

(4) Any standard specifications should—in the author's opinion—include specified values for both the sample mean, the sample standard deviation and the number of test specimens.

(5) *From the statistical considerations, the writer suggests that a number of 5 test specimens is more adequate than the typical number of 3 specimens for cell. A total of at least 30 specimens would be in most cases sufficient.*

(6) The use of the median value rather than the sample mean is more likely to represent the population mean. Working with the median value needs more developed theoretical discussions.

(7) *The author recommends the use of the statistical concepts in investigating the different phases of the problem of materials testing.*

EXAMPLES :

One of the most interesting situation is the study of the influence of a certain factor on concrete properties. This is clear from the following numerical examples :

Example (I) :

A study of the effect of a certain factor x was carried out and the test results were as follows :

Concrete Type (a)

The results of the compression test of a concrete manufactured under certain conditions with the influence of the factor x gave the following values :

$\bar{x}_1 = 3000$ psi

$s_1 = 900$ psi

s $n_1 = 9$

Concrete Type (b)

The results of the compression test of a concrete manufactured under identical conditions without the influence of the above factor x gave the following values :

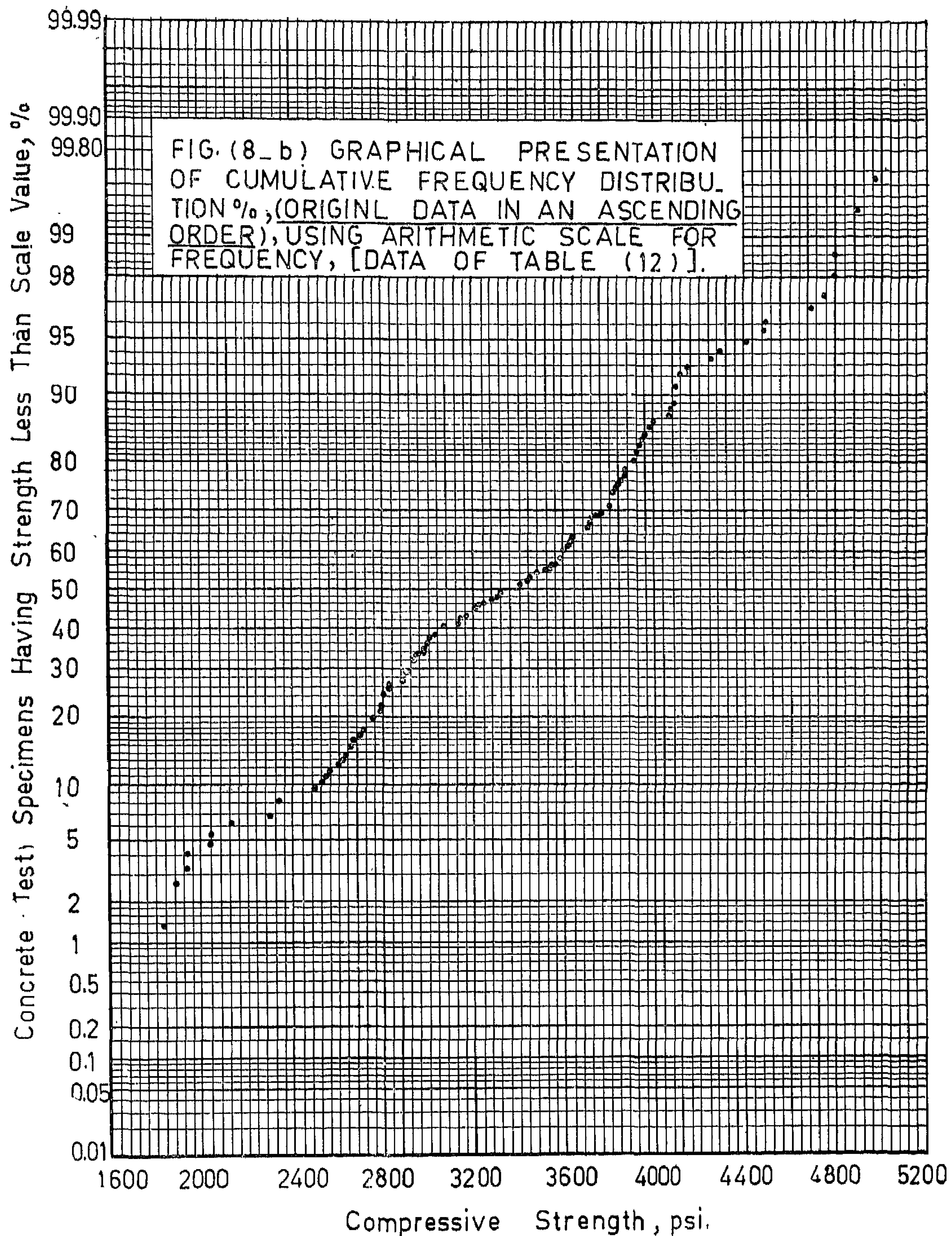


FIG. (8-b). Graphical Presentation of Cumulative Frequency Distribution % *(Original Data in an Ascending Order)*, Using Arithmetic Scale for Frequency.

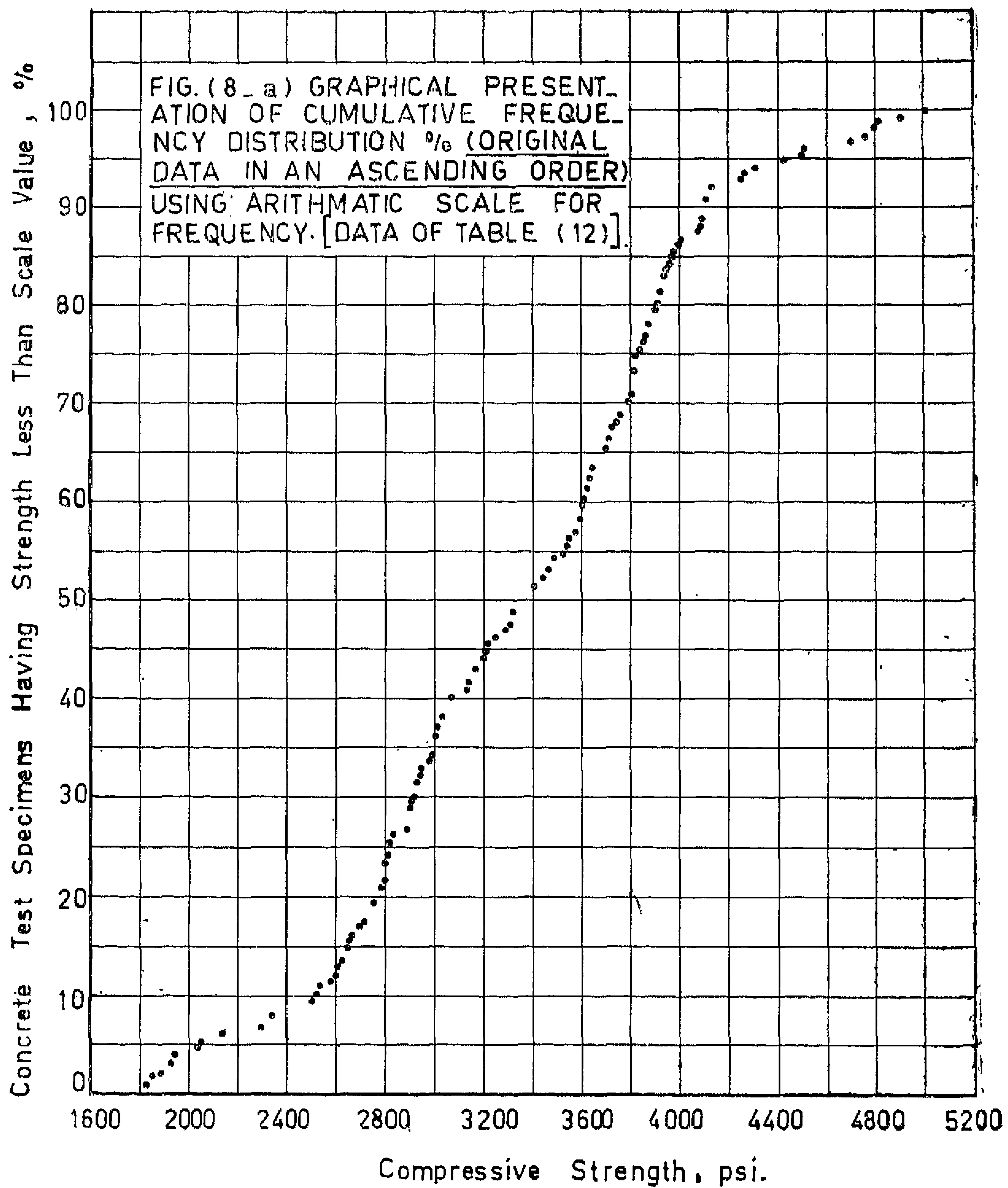


FIG. (8-a). Graphical Presentation of Cumulative Frequency Distribution % *(Original Data in an Ascending Order)*. Using Arithmetic Scale for Frequency [Data of Table (12)].

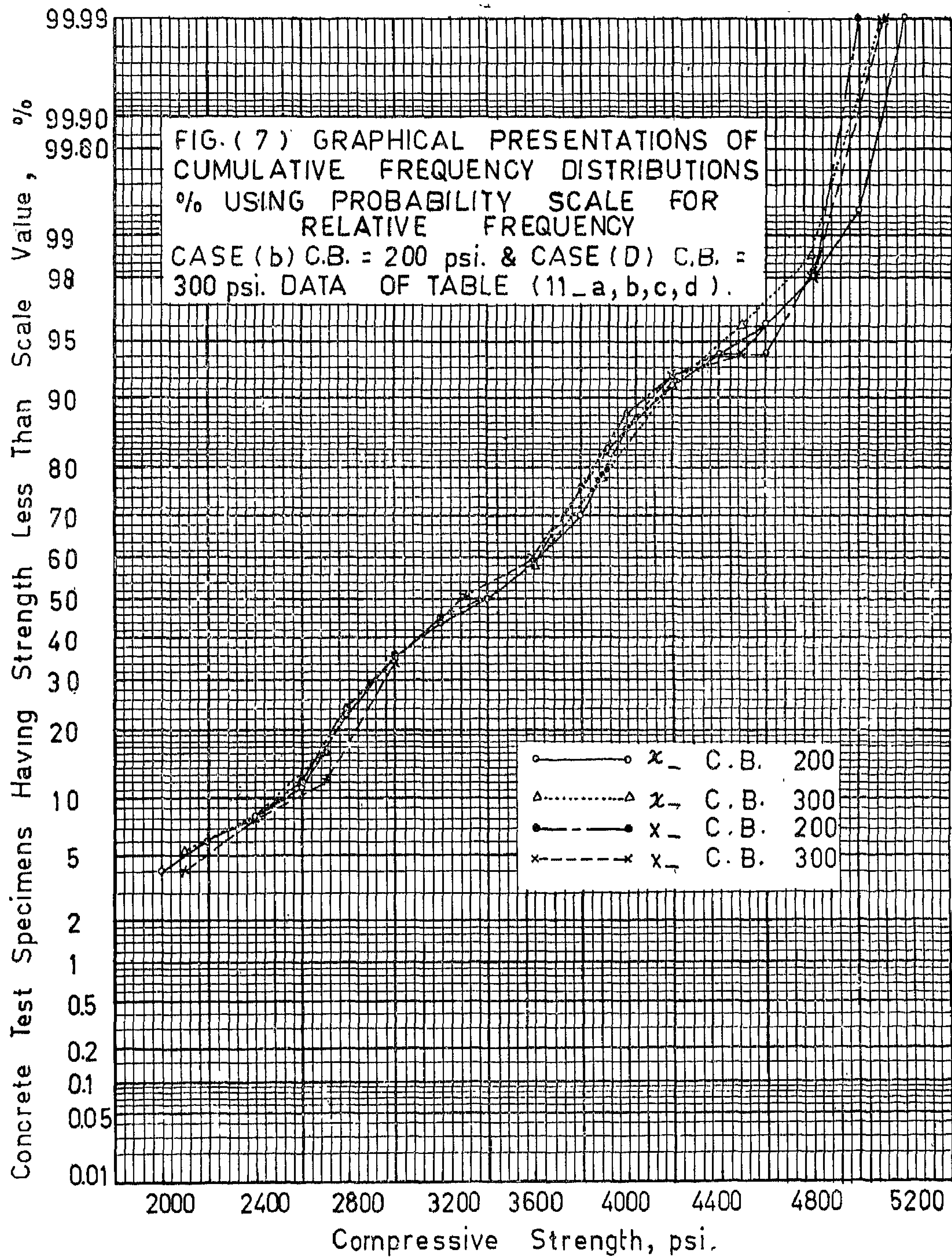


FIG. (7). Graphical Presentation of Cumulative Frequency Distributions % Using Probability Scale for Relative Frequency.

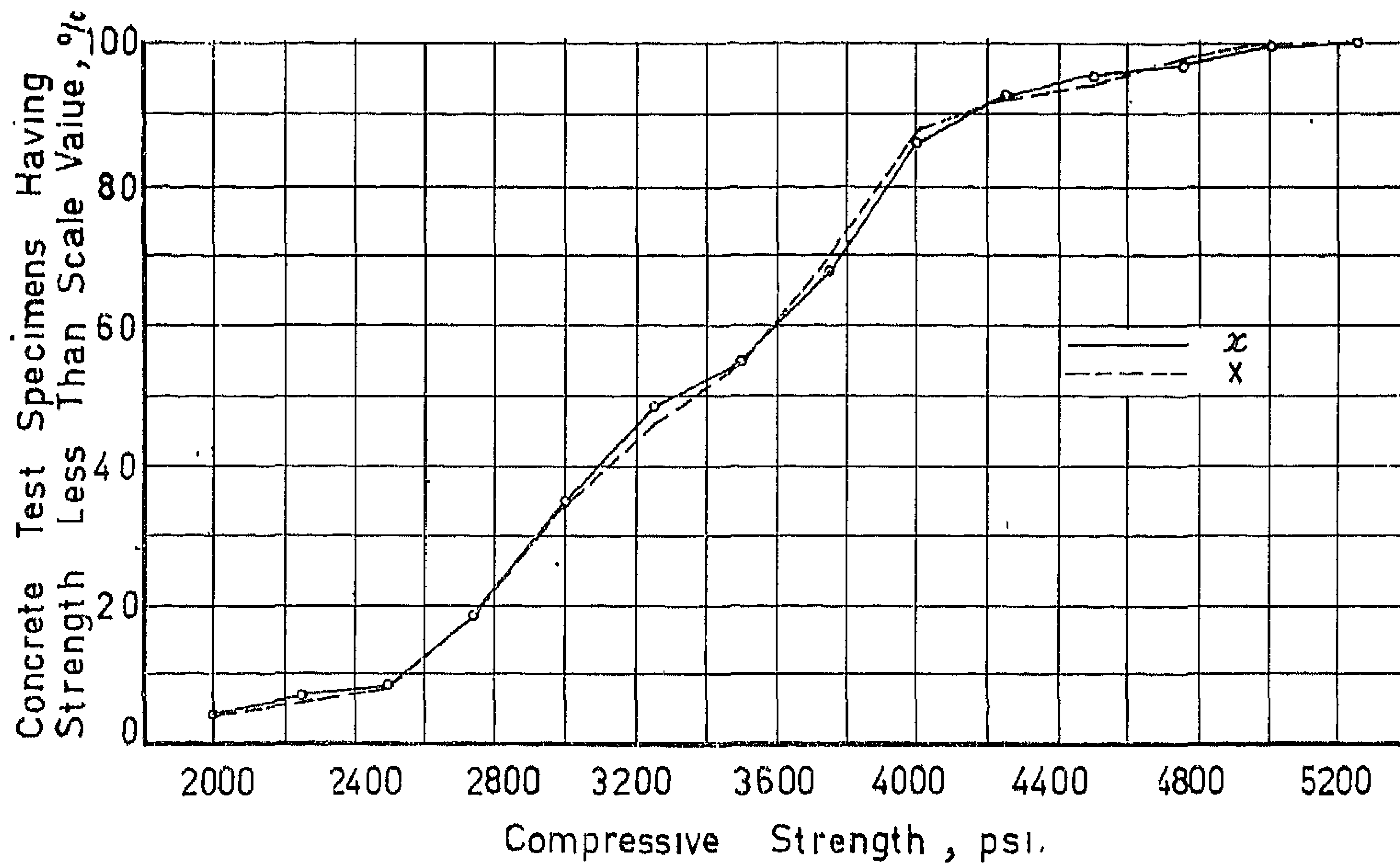


FIG. (6_c) GRAPHICAL PRESENTATION OF CUMULATIVE FREQUENCY DISTRIBUTIONS % USING ARITHMATIC SCALE FOR FREQUENCY CASE (c) C.B. = 250 psi, DATA OF TABLE (11_c).

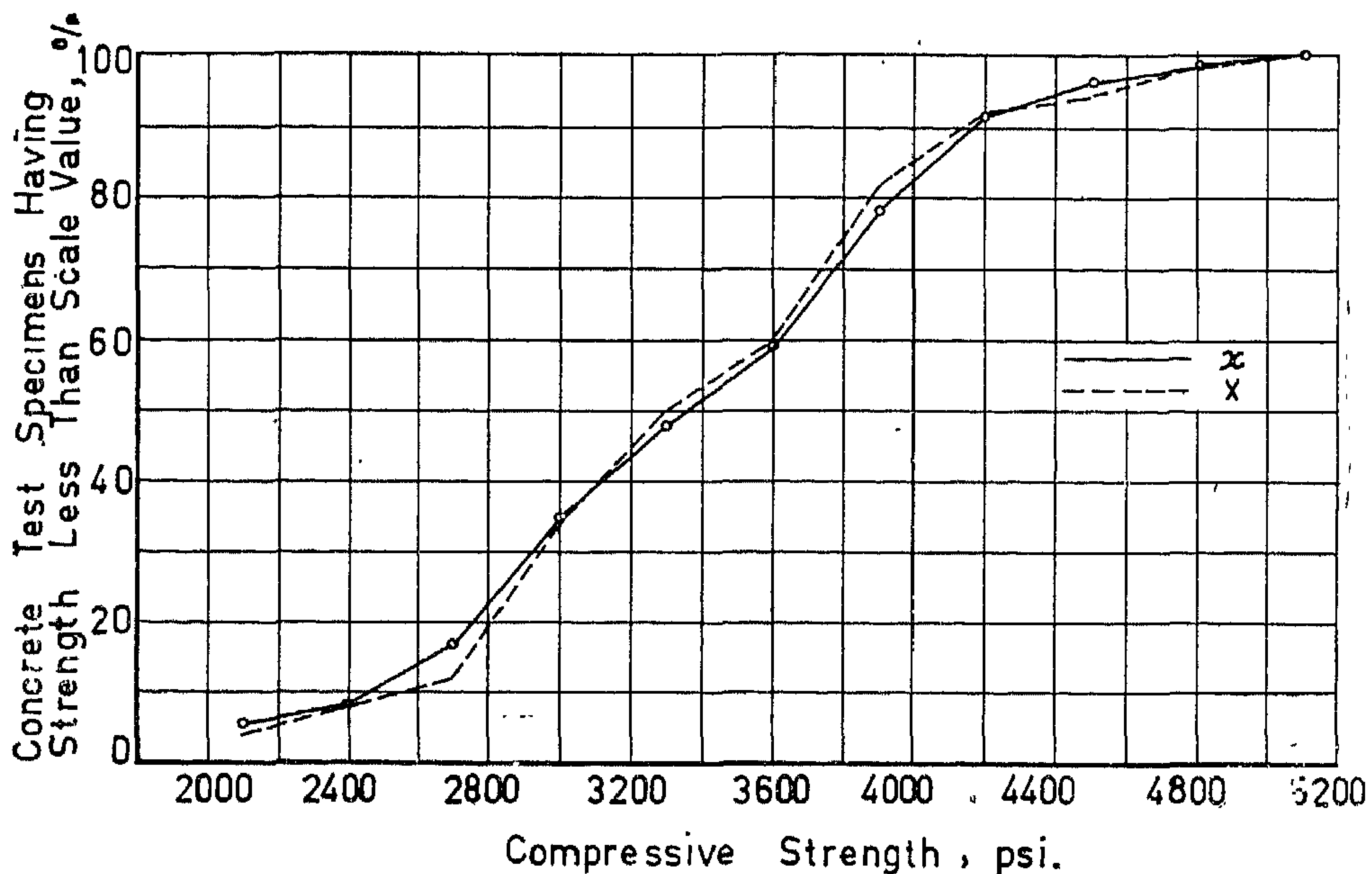


FIG. (6_d) GRAPHICAL PRESENTATIONS OF CUMULATIVE FREQUENCY DISTRIBUTIONS % USING ARITHMATIC SCALE FOR FREOUENCY CASE (d) C.B. = 300 psi., DATA OF TABLE (11.d)

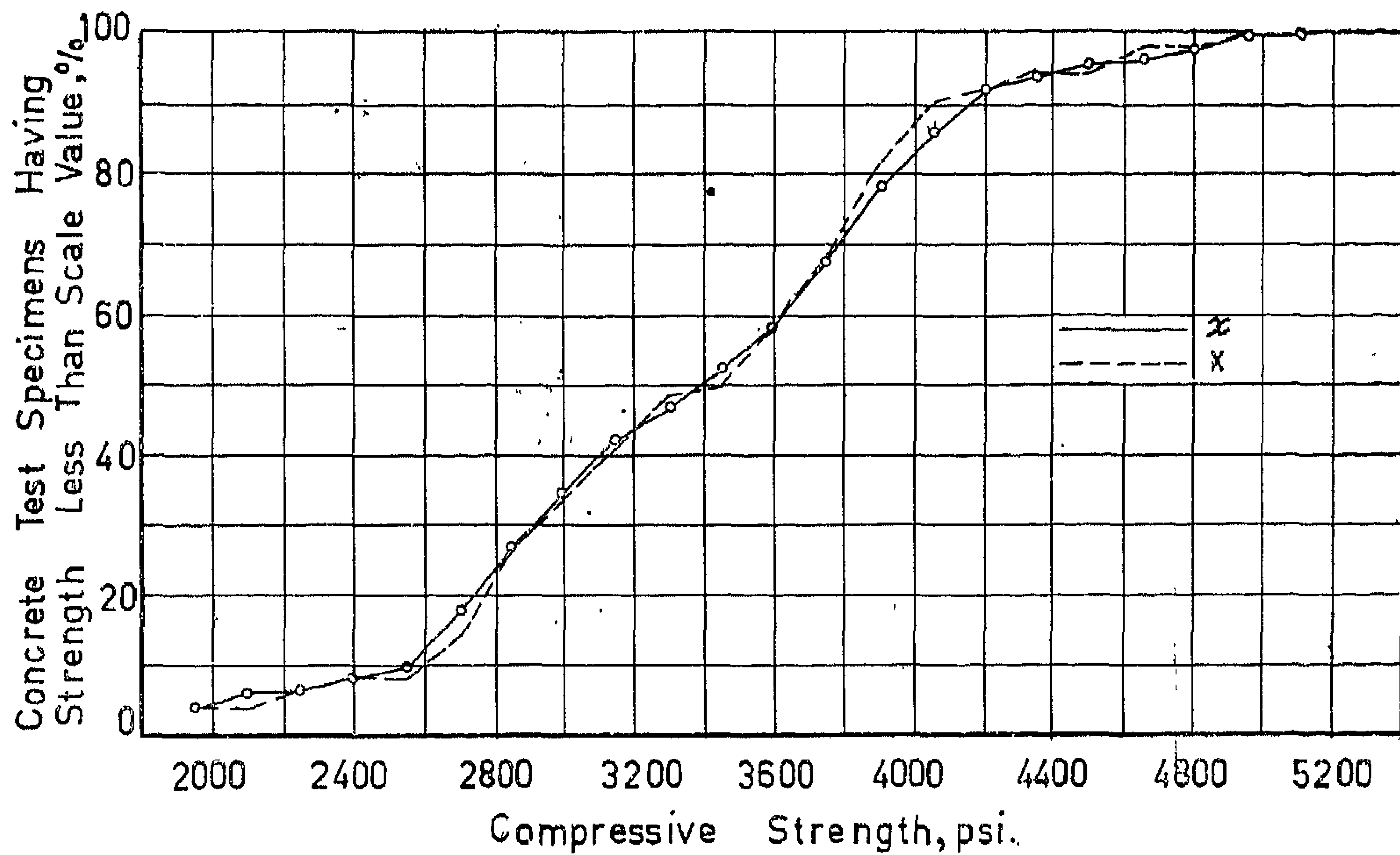


FIG. (6_a) GRAPHICAL PRESENTATIONS OF CUMULATIVE FREQUENCY DISTRIBUTIONS % USING ARITHMATIC SCALE FOR FREQUENCY. CASE (a) C.B. = 150 psi., DATA OF TABLE (11_a).

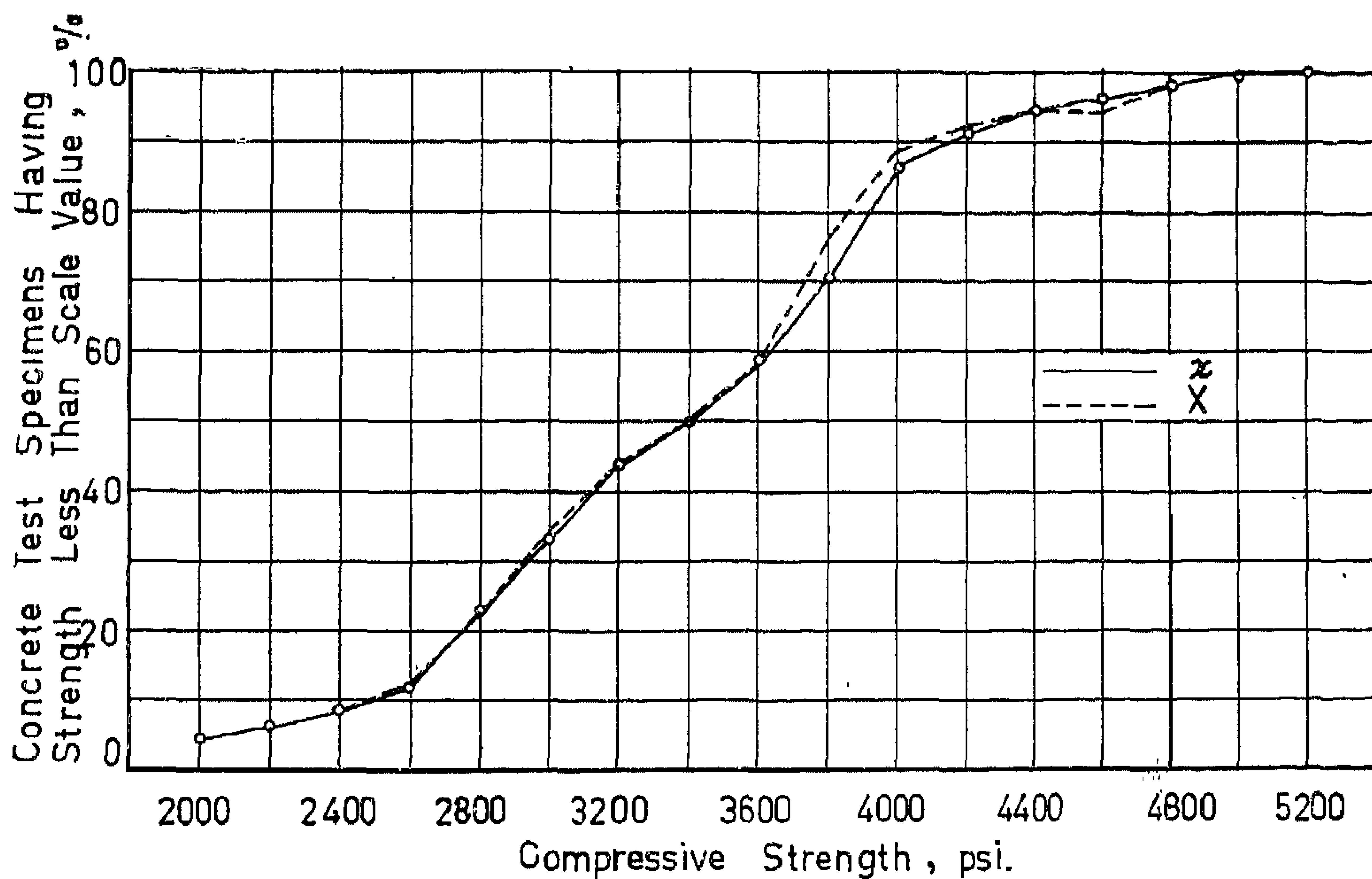


FIG. (6_b) GRAPHICAL PRESENTATIONS OF CUMULATIVE FREQUENCY DISTRIBUTIONS % USING ARITHMATIC SCALE FOR FREQUENCY. CASE (b) C.B. = 200 psi, DATA OF TABLE (11_b).

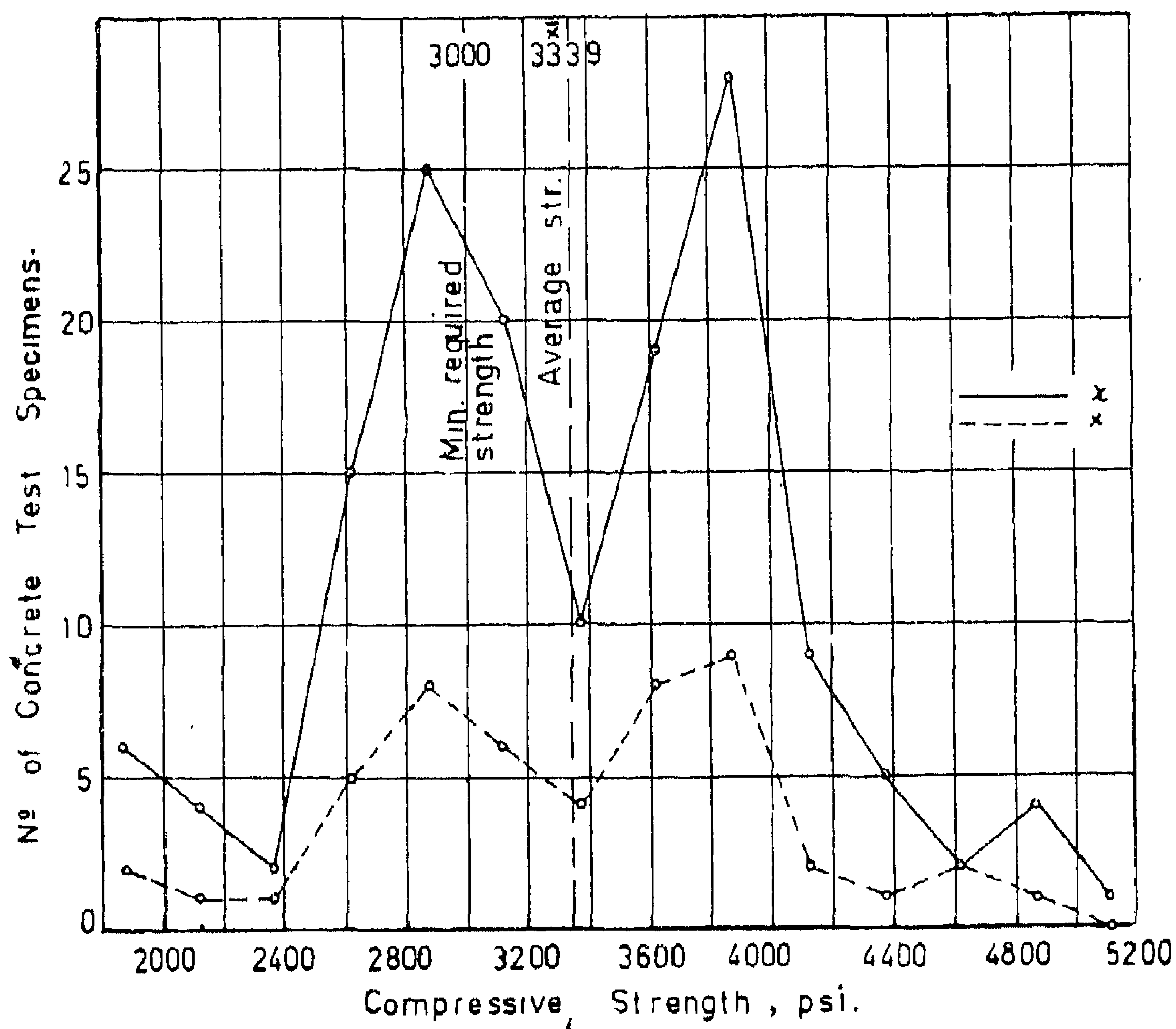


FIG. (5_c) GRAPHICAL PRESENTATION OF FREQUENCY DISTRIBUTION CASE (c) C.B. = 250 psi , DATA OF TABLE (11_c).

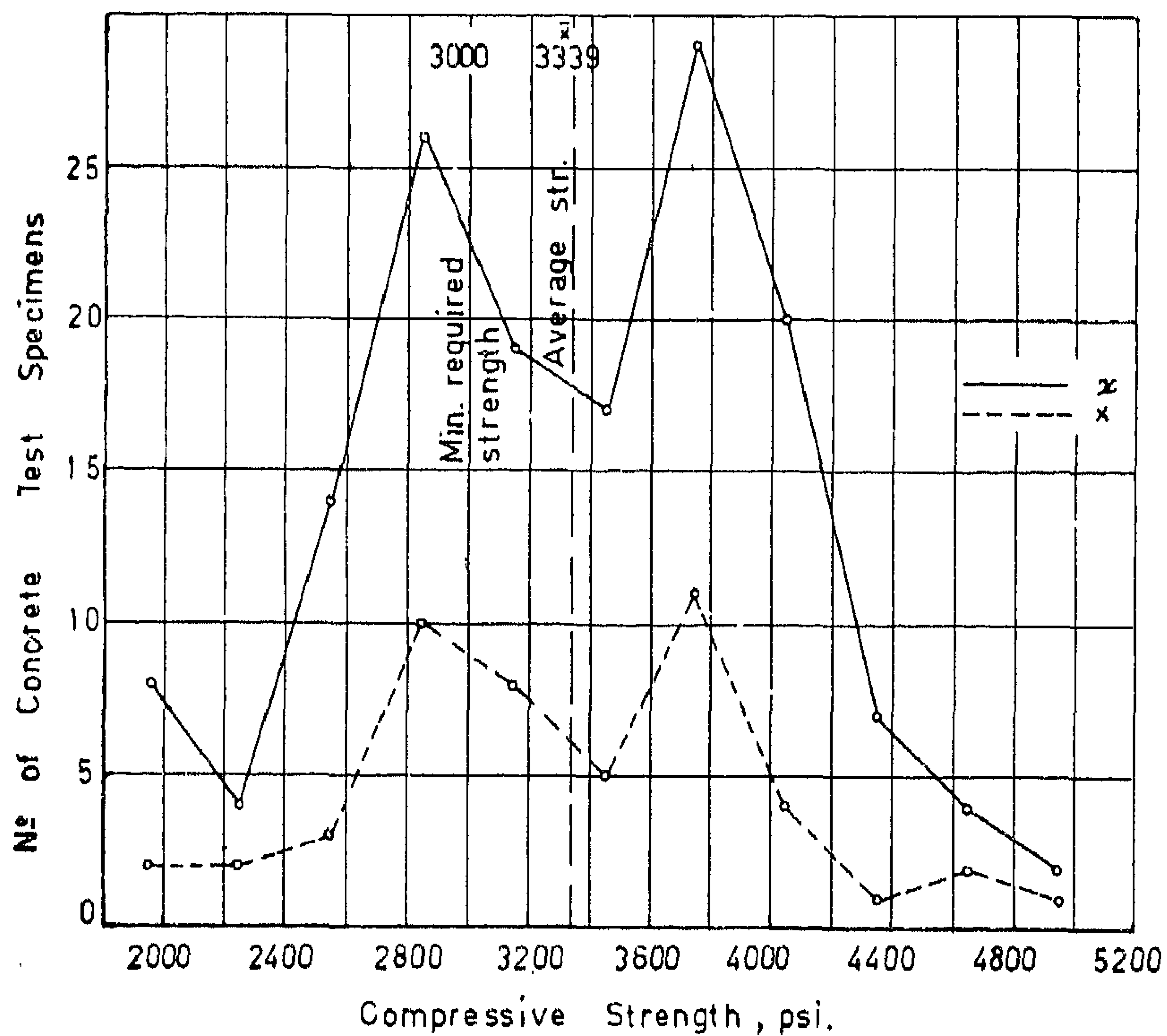


FIG. (5_d) GRAPHICAL PRESENTATIONS OF FREQUENCY DISTRIBUTION CASE (d) C.B. = 300 psi. , DATA OF TABLE (11_d).

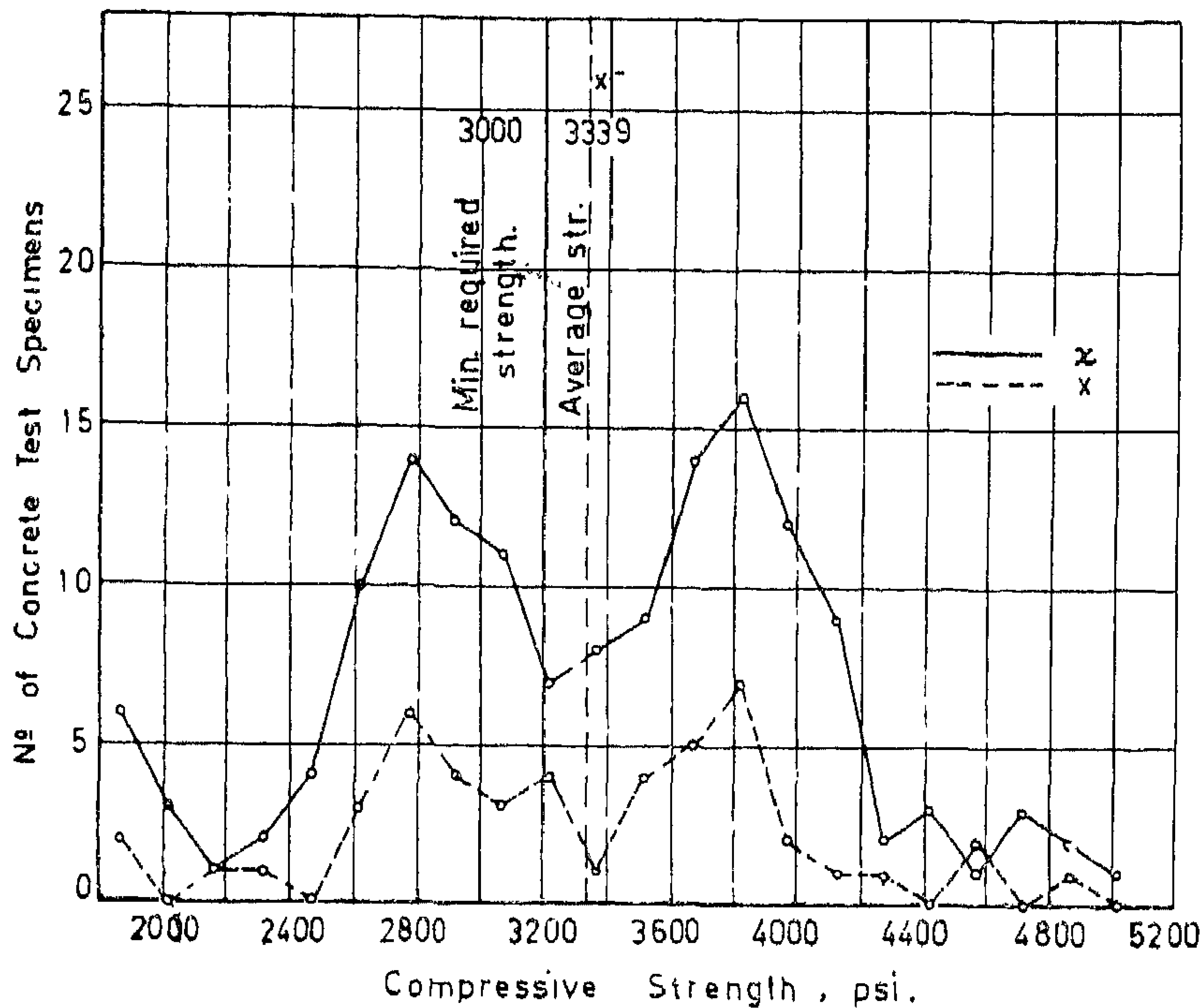


FIG. (5_a) GRAPHICAL PRESENTATION OF FREQUENCY DISTRIBUTION.
CASE (a) C.B. = 150 psi., DATA OF TABLE (11_a).

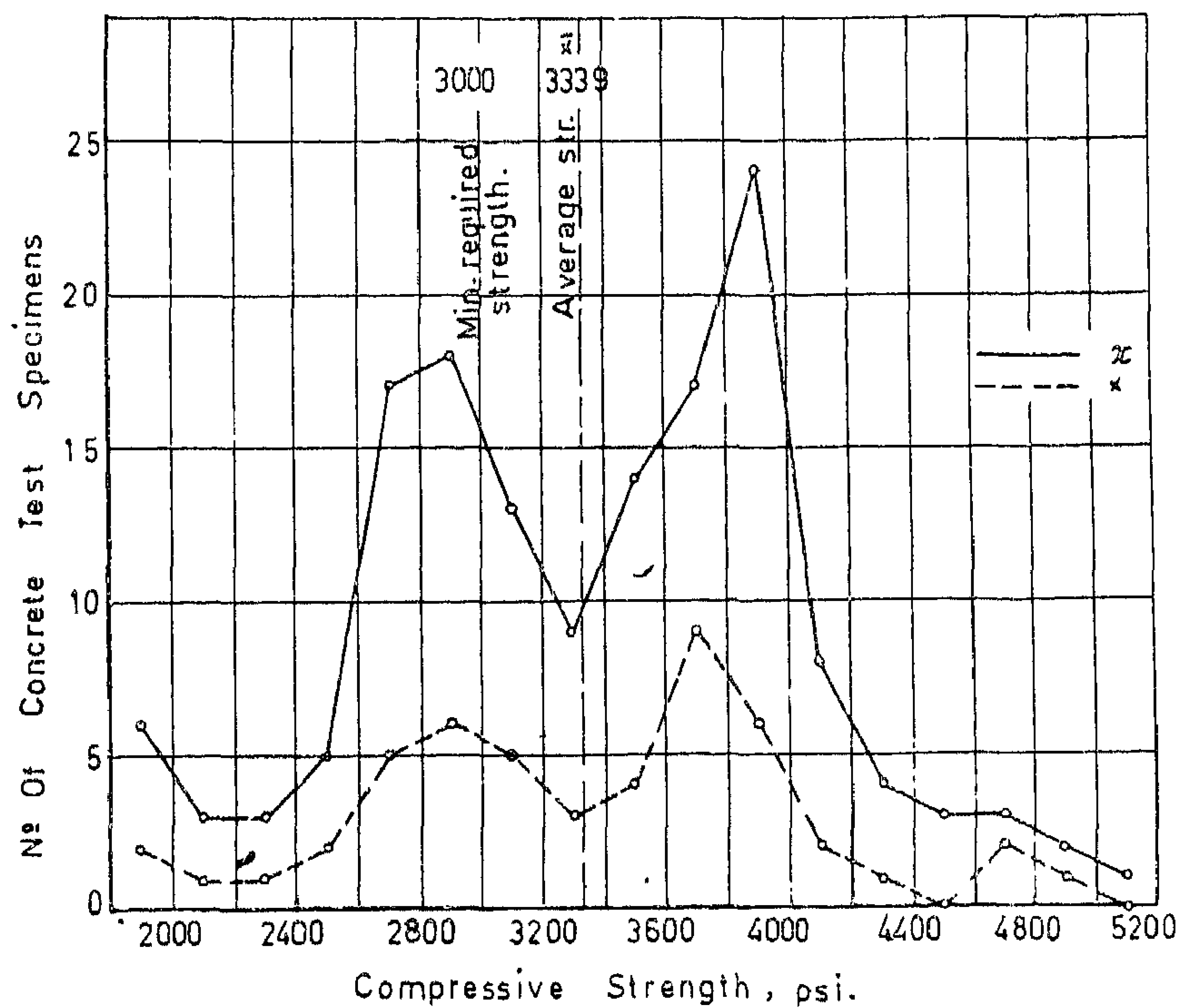


FIG. (5_b) GRAPHICAL PRESENTATIONS OF FREQUENCY DISTRIBUTION.
CASE (b) C.B = 200 psi., DATA OF TABLE (11_b).

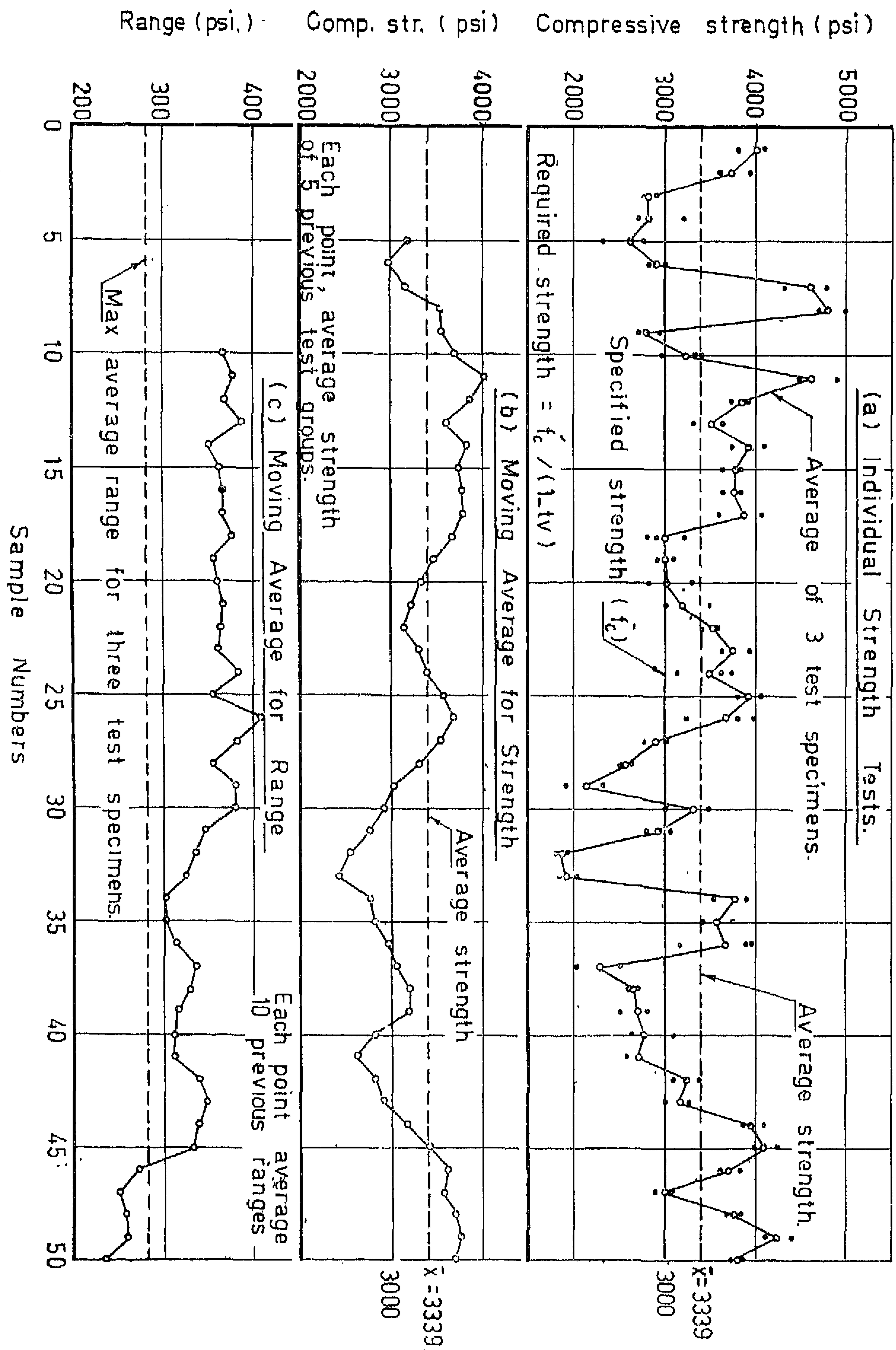


FIG. (4_a, b, c)– QUALITY CONTROL CHARTS FOR CONCRETE.

TABLE (11).—*CUMULATIVE FREQUENCIES FOR READINGS—IN ASCENDING ORDER—OF COMPRESSIVE STRENGTH OF FIELD CONCRETE (Contd.)*

No	Readings, Compressive strength (psi)	Cumulative Frequencies, %	No.	Readings, Compressive strength (psi)	Cumulative Frequencies, %
79	3450	52.60	115	3860	76.60
80	3480		116	3870	
81	3480	54.00	117	3870	78.00
82	3520	54.60	118	3900	
83	3540	55.30	119	3900	79.40
84	3550	56.00	120	3910	80.00
35	3570	56.60	121	3920	
86	3590		122	3920	81.40
87	3590	58.00	123	3930	
88	3600		124	3930	82.60
89	3600	59.40	125	3940	83.40
90	3610	60.00	126	3950	84.00
91	3620		127	3960	84.60
92	3620	61.30	128	3970	85.40
93	3630	62.00	129	3990	86.00
94	3640		130	4000	86.60
95	3640	63.40	131	4070	87.40
96	3700		132	4080	88.00
97	3700		133	4090	88.60
98	3700	65.40	134	4100	
99	3710	66.00	135	4100	
100	3720		136	4100	90.60
101	3720	67.40	137	4120	
102	3740	68.00	138	4120	92.00
103	3760	68.60	139	4250	92.60
104	3790		140	4260	93.40
105	3790	70.00	141	4300	94.00
106	3800	70.60	142	4420	94.60
107	3810		143	4490	95.40
108	3810		144	4500	96.00
109	3810		145	4700	96.60
110	3810	73.40	146	4760	97.30
111	3820		147	4790	98.00
112	3820	74.60	148	4800	98.60
113	3840	75.40	149	4900	99.35
114	3850	76.00	150	5000	100.00

TABLE (11).—*CUMULATIVE FREQUENCIES FOR READINGS—IN ASCENDING ORDER—OF COMPRESSIVE STRENGTH OF FIELD CONCRETE*

No.	Readings, Compressive strength (psi)	Frequencies Cumulative %
1	1840	
2	1840	1.33
3	1860	2.00
4	1890	2.66
5	1930	3.33
6	1940	4.00
7	2040	4.67
8	2050	5.33
9	2140	6.00
10	2300	6.66
11	2340	
12	2340	8.00
13	2500	
14	2500	9.34
15	2520	10.00
16	2540	10.66
17	2580	11.31
18	2600	12.00
19	2610	12.66
20	2630	13.32
21	2650	
22	2650	14.66
23	2660	15.32
24	2670	16.00
25	2700	16.67
26	2710	17.32
27	2750	
28	2750	
29	2750	19.32
30	2780	
31	2780	20.65
32	2790	21.35
33	2800	
34	2800	
35	2800	23.35
36	2810	24.00
37	2820	
38	2820	25.35
39	2830	26.00
40	2890	26.65
41	2900	
42	2900	
43	2900	28.62
44	2910	29.35
45	2920	30.00
46	2930	
47	2930	31.30
48	2940	32.00
49	2950	32.65
50	2980	33.35
51	2990	34.00
52	3000	
53	3000	
54	3000	36.00
55	3010	36.65
56	3030	
57	3030	38.00
58	3070	
59	3070	
60	3070	40.00
61	3130	40.60
62	3140	41.30
63	3160	42.00
64	3170	42.60
65	3200	
66	3200	44.00
67	3210	44.60
68	3220	45.40
69	3240	46.00
70	3280	46.60
71	3300	47.40
72	3310	
73	3310	48.60
74	3400	
75	3400	
76	3400	
77	3400	51.30
78	3440	52.00

TABLE (10-c).—*GROUPED FREQUENCY DISTRIBUTIONS*

Showing Cell Midpoints and Cell Boundaries.

Case (c)—C.B. = 250 psi

No.	Cell Mid point	Cell Boundaries		(x) Frequency			(×) Frequency		
				observed	Cumulative	%	observed	Cumulative	%
1	1870	1745	1995	6	6	4	2	2	4
2	2120	1995	2245	4	10	6.66	1	3	6
3	2370	2245	2495	2	12	8	1	4	8
4	2620	2495	2745	15	27	18	5	9	18
5	2870	2745	2995	25	52	34.6	8	17	34
6	3120	2995	3245	20	72	48	6	23	46
7	3370	3245	3495	10	82	54.6	4	27	54
8	3620	3495	3745	19	101	67.4	8	35	70
9	3870	3745	3995	28	129	86	9	44	88
10	4120	3995	4245	9	139	92.6	2	46	92
11	4370	4245	4495	5	143	95.3	1	47	94
12	4620	4495	4745	2	145	96.6	2	49	98
13	4870	4745	4995	4	149	99.3	1	50	100
14	5120	4995	5245	1	150	100	0	50	100
				150			50		

TABLE (10-d).—*GROUPED FREQUENCY DISTRIBUTIONS*

Showing Cell Midpoints and Cell Boundaries.

Case (d)—C.B. = 300 psi

No.	Cell Mid point	Cell Boundaries		(x) Frequency			(×) Frequency		
				observed	Cumulative	%	observed	Cumulative	%
1	1945	1795	2095	8	8	5.33	2	2	4
2	2245	2095	2395	4	12	8	2	4	8
3	2545	2395	2695	14	25	16.65	3	6	12
4	2845	2695	2995	26	52	34.6	10	17	34
5	3145	2995	3295	19	71	47.3	8	25	50
6	3445	3295	3595	17	88	58.6	5	30	60
7	3745	3595	3895	29	117	78	11	41	82
8	4045	3895	4195	20	137	91.3	5	46	92
9	4345	4195	4495	7	144	96	1	47	94
10	4645	4495	4795	4	148	98.6	2	49	98
11	4945	4795	5095	2	150	100	1	50	100
				150			50		

TABLE (10-a).—*GROUPED FREQUENCY DISTRIBUTINS*

Showing Cell Midpoints and Cell Boundaries. Case (a)—C.B. = 150 psi

No.	Cell Mid point	Cell Boundaries		(x) Frequency observed	(x) Frequency Cumulative	(x) Frequency %	(×) Frequency observed	(×) Frequency Cumulative	(×) Frequency %
1	1870	1795	1945	6	6	4	2	2	4
2	2020	1945	2095	3	9	6	0	2	4
3	2170	2095	2245	1	10	6.66	1	3	6
4	2320	2245	2395	2	12	8	1	4	8
5	2470	2395	2545	4	16	9.65	0	4	8
6	2620	2545	2695	10	26	17.60	3	7	14
7	2770	2695	2845	14	40	26.62	6	13	26
8	2920	2845	2995	12	52	34.61	4	17	34
9	3070	2995	3145	11	63	42.0	3	20	40
10	3220	3145	3295	7	70	46.7	4	24	48
11	3370	3295	3445	8	78	52.0	1	25	50
12	3520	3445	3595	9	87	58.0	4	29	58
13	3670	3595	3745	14	101	67.3	5	34	68
14	3820	3745	3895	16	117	78.0	7	41	82
15	3970	3895	4045	12	129	86.0	4	45	90
16	4120	4045	4195	9	138	92.0	1	46	92
17	4270	4195	4345	2	140	93.3	1	47	94
18	4420	4345	4495	3	143	95.3	0	47	94
19	4570	4495	4645	1	144	96.0	2	49	98
20	4720	4645	4795	3	147	98.0	0	49	98
21	4870	4795	4945	2	149	99.4	1	50	100
22	5020	4945	5095	1	150	100	0	50	100
				150			50		

TABLE (10-b).—*GROUPED FREQUENCY DISTRIBUTIONS*

Showing Cell Midpoints and Cell Boundaries. Case (b)—C.B. = 200 psi

No.	Cell Mid point	Cell Boundaries		(x) Frequency observed	(x) Frequency Cumulative	(x) Frequency %	(×) Frequency observed	(×) Frequency Cumulative	(×) Frequency %
1	1895	1795	1995	6	6	4.00	2	2	4
2	2095	1995	2195	3	9	6.00	1	3	6
3	2295	2195	2395	3	12	8.00	1	4	8
4	2495	2395	2595	5	17	11.33	2	6	12
5	2695	2595	2795	17	34	22.65	5	11	22
6	2895	2795	2995	18	52	34.64	6	17	34
7	3095	2995	3195	13	65	43.35	5	22	44
8	3295	3195	3395	9	74	49.35	3	25	50
9	3495	3395	3595	14	88	58.60	4	29	58
10	3695	3595	3795	17	105	70.00	9	38	76
11	3895	3795	3995	24	129	86.00	6	44	88
12	4095	3995	4195	8	137	91.30	2	46	92
13	4295	4195	4395	4	141	94.00	1	47	94
14	4495	4395	4595	3	144	96.00	0	47	94
15	4695	4595	4795	3	147	98.00	2	49	98
16	4895	4795	4995	2	149	99.35	1	50	100
17	5095	4995	5195	1	150	100.00	0	50	100
				150			50		

TABLE (9).—*MOVING AVERAGES FOR STRENGTH AND ITS RANGE OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS (Cntd.).*

Test No.	Compressive strength (psi) Ranges	Average	x^2	$(x^-)^2$	Average strength of five Previous test groups	Test Range $x_{max}-x_{min}$	Average of 10 previous Readings
	x	x⁻			x_5^-	R	R^-_{10}
1	2	3	4	5	6	7	8
	2800		7840000				
39	2820	2720	7952400	7398400	3190	280	30-39 319
	2540		6451600				
	3070		9424900				
40	2650	2790	7022500	7784100	2832	420	31-40 313
	2650		7022500				
	2750		7562500				
41	2600	2700	6760000	7290000	2636	150	32-41 313
	2750		7562500				
	3130		9796900				
42	3220	3250	10368400	10562500	2828	370	33-42 341
	3480		11560000				
	3200		10240000				
43	3280	3160	10758400	9985600	2924	280	34-43 351
	3000		9000000				
	4120		16974400				
44	3870	3950	14976900	15602500	3170	260	35-44 341
	3860		14899600				
	4100		16810000				
45	4260	4120	18147600	16974400	3436	260	36-45 335
	4000		16000000				
	3700		13690000				
46	3620	3710	13104400	13764100	3638	190	37-46 273
	3810		14516100				
	2900		8410000				
47	2930	3000	8584900	9000000	3588	270	38-47 253
	3170		10048900				
	3790		14364100				
48	3820	3770	14592400	14212900	3710	120	39-48 260
	3700		13690000				
	4110		16892100				
49	4250	4260	18062500	18147600	3772	310	40-49 263
	4420		19536400				
	3820		14592400				
50	3710	3800	13764100	14440000	3708	160	41-50 237
	3870		14976900				

TABLE (9).—*MOVING AVERAGES FOR STRENGTH AND ITS RANGE OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS (Cntd.).*

Test No.	Compressive strength (psi)		x^2	$(\bar{x})^2$	Average strength of five Previous test groups	Test Range x_{max}-x_{min}	Average of 10 previous Ranges
	Readings	Average					
	x	$\bar{x}$			$\bar{x}'_5$	R	$\bar{R}_{10}$
1	2	3	4	5	6	7	8
	3240		10497600				
26	3810	3680	14516100	13542400	3670	750	17-26 409
	3990		15920100				
	2780		7728400				
27	3010	2900	9060100	8410000	3546	230	18-27 384
	2910		8468100				
	2630		6916900				
28	2500	2570	6250000	6604900	3314	130	19-28 356
	2580		6656400				
	2140		4579600				
29	1940	2140	3763600	4579600	3044	400	20-29 382
	2340		5475600				
	3480		12110400				
30	3450	3310	11902500	10956100	2920	480	21-30 381
	3000		9000000				
	2920		8526400				
31	3070	2930	9424900	8584900	2770	150	22-31 348
	2800		7840000				
	1840		3385600				
32	1840	1870	3385600	3496900	2564	90	23-32 338
	1930		3724900				
	2040		4161600				
33	1890	1830	3572100	3724900	2436	180	24-33 326
	1860		3459600				
	3550		12602500				
34	3850	3770	14822500	14212900	2762	360	25-34 304
	3910		15288100				
	3540		12531600				
35	3440	3580	11833600	12816400	2816	320	26-35 309
	3760		14137600				
	3900		15210000				
36	3970	3680	15760900	13542400	2966	810	27-36 315
	3160		9985600				
	2050		4202500				
37	2300	2290	5290000	5244100	3050	470	28-37 339
	2520		6350400				
	2660		7075600				
38	2670	2680	7128900	7182400	3200	50	29-38 331
	2710		7344100				

TABLE (9).—*MOVING AVERAGES FOR STRENGTH AND ITS RANGE OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS (Cntd.).*

Test No.	Compressive strength (psi) Readings	Compressive strength (psi) Average	x^2	$(\bar{x})^2$	Average strength of five Previous test groups	Test Range $x_{max}-x_{min}$	Average of 10 previous Ranges
	x	$\bar{x}$			$\bar{x}_5$	R	$\bar{R}_{10}$
1	2	3	4	5	6	7	8
	3640		13249600				
13	3310	3490	10956100	12180100	3590	330	4-13 387
	3520		12390400				
	4090		16728100				
14	3740	3920	13987600	15366400	3816	350	5-14 352
	3930		15444900				
	3960		15681600				
15	3950	3770	15602500	14212900	3726	560	6-15 363
	3400		11560000				
	3790		14364100				
16	3840	3750	14745600	14062500	3750	220	7-16 368
	3620		13104400				
	3590		12888100				
17	4070	3860	16564900	14899600	3754	480	8-17 366
	3920		15366400				
	2800		7840000				
18	2900	2970	8410000	8820900	3654	410	9-18 377
	3210		10304100				
	3070		9424900				
19	3030	3010	9180900	9060100	3472	140	10-19 357
	2930		8584900				
	2810		7896100				
20	2980	3030	8352100	9180900	3324	490	11-20 361
	3300		10890000				
	3000		9000000				
21	3030	3170	9180900	10048900	3208	480	12-21 368
	3480		12110400				
	3400		11560000				
22	3590	3520	12888100	12390400	3140	190	13-22 365
	3570		12744900				
	3930		15444900				
23	3640	3730	13249600	13912900	3292	300	14-23 362
	3630		13176900				
	3140		9859600				
24	3720	3490	13838400	12180100	3388	580	15-24 385
	3610		13032100				
	3900		15210000				
25	3810	3930	14516100	15444900	3568	270	16-25 356
	4080		16646400				

TABLE (9).—*MOVING AVERAGES FOR STRENGTH AND ITS RANGE OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS.*

Test No.	Compressive strength (psi) Readings	Compressive strength (psi) Average	x^2	$(\bar{x})^2$	Average strength of five Previous test groups	Test Range $x_{max}-x_{min}$	Average of 10 previous Ranges
	x	$\bar{x}$			$\bar{x}_x$	R	$\bar{R}_{10}$
1	2	3	4	5	6	7	8
	4120		16974400				
1	3810	4010	14516100	16080100	——	310	——
	4100		16810000				
	3920		15366400				
2	3700	3740	13690000	13987600	——	320	——
	3600		12960000				
	2780		7728400				
3	2750	2810	7562500	7896100	——	150	——
	2900		8410000				
	2700		7290000				
4	3200	2800	10240000	7840000	——	700	——
	2500		6250000				
	2340		5475600				
5	2790	2580	7784100	6656400	3188	450	——
	2610		6812100				
	2820		7952400				
6	2990	2900	8940100	8410000	2966	170	——
	2890		8352100				
	4800		23040000				
7	4790	4630	22944100	21436900	3144	500	——
	4300		18490000				
	5000		25000000				
8	4760	4820	22657600	23232400	3546	300	——
	4700		22090000				
	2600		6760000				
9	2940	2790	8643600	7784100	3544	340	——
	2830		8008900				
	2950		8702500				
10	3400	3220	11560000	10368400	3672	450	1-10 369
	3310		10956100				
	4500		20250000				
11	4490	4630	20160100	21436900	4018	410	2-11 379
	4900		24010000				
	3800		14440000				
12	3940	3820	15523600	14592400	3856	220	3-12 369
	3720		13838400				

TABLE (8).—*ORIGINAL DATA OF INDIVIDUAL COMPRESSIVE STRENGTH OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS (Contd.).*

Test Nº	Truck Nº	Temperature (°C)			Compressive Strength (psi)	
		Air		Concrete	Readings	Average
		Max.	Min.			
1	2	3	4	5	6	7
41	7	16.5	3.0	17.0	2750 2600 2750	2700
42	18	15.5	4.5	19.5	3130 3220 3400	3250
43	7	15.5	10.0	19.0	3200 3280 3000	3160
44	8	17.0	7.0	20.0	4120 3870 3860	3950
45	11	18.0	7.5	19.0	4100 4260 4000	4120
46	20	17.0	7.5	18.5	3700 3620 3810	3710
47	8	25.5	7.5	19.5	2900 2930 3170	3000
48	12	25.5	7.0	19.5	3790 3820 3700	3770
49	9	26.0	7.0	18.5	4110 4250 4420	4260
50	3	26.5	7.0	18.5	3820 3710 3870	3800

TABLE (8).—*ORIGINAL DATA OF INDIVIDUAL COMPRESSIVE STRENGTH OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS (Contd.).*

Test N°	Truck No	Temperature (°C)			Compressive Strength (psi)	
		Air		Concrete	Readings	Average
		Max.	Min.			
1	2	3	4	5	6	7
31	14	20.5	6.0	24.0	2920 3070 2800	2930
32	9	20.0	2.0	26.0	1840 1840 1930	1870
33	7	18.5	2.0	25.0	2040 1890 1860	1930
34	13	18.5	2.0	20.0	3550 3850 3910	3770
35	8	19.5	3.0	22.0	3540 3440 3760	3580
36	2	18.0	3.0	21.0	3900 3970 3160	3680
37	7	17.0	3.0	21.0	2050 2300 2520	2290
38	10	12.5	7.0	15.0	2660 2670 2710	2680
39	6	19.5	1.0	18.5	2800 2840 2540	2720
40	22	20.0	1.0	18.5	3070 2650 2650	2790

TABLE (8).—*ORIGINAL DATA OF INDIVIDUAL COMPRESSIVE STRENGTH OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS (Contd.).*

Test N°	Truck N°	Temperature (°C)			Compressive Strength (psi)	
		Air		Concrete	Readings	Average
		Max.	Min.			
1	2	3	4	5	6	7
21	8	7.0	0.0	14.0	3000 3030 3480	3170
22	15	14.5	1.0	15.0	3400 3590 3570	3520
23	10	15.0	1.5	14.5	3930 3640 3630	3730
24	7	14.5	2.0	17.0	3140 3720 3610	3490
25	12	18.0	2.0	18.5	3900 3810 4080	3930
26	4	19.0	2.0	18.5	3240 3810 3990	3680
27	8	19.0	1.5	21.0	2780 3010 2910	2900
28	13	19.5	4.5	21.5	2630 2500 2580	2570
29	8	20.0	4.5	21.5	2140 1940 2340	2140
30	11	21.0	7.0	20.5	3480 3450 3000	3310

TABLE (8).—*ORIGINAL DATA OF INDIVIDUAL COMPRESSIVE STRENGTH OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS (Contd.).*

Test N°	Truck No	Temperature (°C)			Compressive Strength (psi)	
		Air		Concrete	Readings	Average
		Max.	Min.			
1	2	3	4	5	6	7
11	17	24.5	11.0	20.0	4500 4490 4900	4630
12	11	24.5	7.0	20.5	3800 3940 3720	3820
13	13	25.5	6.5	19.5	3640 3310 3520	3490
14	17	24.5	4.5	18.5	4090 3740 3930	3920
15	14	15.5	10.0	17.5	3960 3950 3400	3770
16	10	16.0	10.0	18.5	3790 3840 3620	3750
17	4	19.0	2.0	18.5	3590 4070 3920	3860
18	12	20.0	2.0	18.0	2800 2900 3210	2970
19	12	11.0	0.0	15.5	3070 3030 2930	3010
20	9	10.0	0.0	15.5	2810 2980 3300	3030

TABLE (8).—*ORIGINAL DATA OF INDIVIDUAL COMPRESSIVE STRENGTH OF FIELD CONCRETE TEST SPECIMENS.*

Test No	Truck No	Temperature (°C) Air Max.	Temperature (°C) Air Min.	Temperature (°C) Concrete	Compressive Strength (psi) Readings	Compressive Strength (psi) Average
1	2	3	4	5	6	7
1	9	27.0	16.0	18.5	4120 3810 4100	4010
2	17	26.5	16.0	19.0	3920 3700 3600	3740
3	14	27.5	15.5	22.0	2780 2750 2900	2810
4	8	26.5	14.0	22.0	2700 3200 2500	2800
5	15	26.0	12.5	22.0	2340 2790 2610	2580
6	11	26.5	13.5	22.5	2820 2990 2890	2900
7	10	26.5	15.0	19.5	4800 4790 4300	4630
8	5	27.0	15.0	18.5	5000 4760 4700	4820
9	5	26.5	15.5	21.0	2600 2940 2830	2790
10	16	26.5	16.5	21.0	2950 3400 3310	3220

C.—GRAPHICAL PRESENTATION.

1.—*Grouped Frequency Distribution:*

Table (10 a, b, c, d) illustrates the sets of observations given in table (8) organized into grouped frequency distributions. Four different cell boundaries (C.B.) 150, 200, 250, 300 were chosen for this investigation.

It is recommended that, in general, the cell boundaries be chosen half-way betwen two possible observations. With this choice the cell boundary values will usually have one more significant figure (usually a 5) than the values in the original data.

The number of cells* in case (a) = 22;
in case (b) = 17;
in case (c) = 14
and in case (d) = 11.

2.—*Graphical Presentation:*

Using a convenient horizontal scale for values of compressive strength of field concrete, and a vertical scale for cell frequencies, frequency distributions are reproduced graphically in three ways as shown in figs. (5, 6, 7). Set of fig. (5 a, b, c, d) shows the distribution by a series of points representing cell frequencies plotted at cell midpoints. The frequency polygon is thus obtained by joining these points by straight lines.

Two methods of constructing cumulative frequency polygons are shown on fig. (5), in which points are plottld at cell boundaries. The set of charts No. (6) gives cumulative frequency and relative cumulative frequency plotted on an arithmetic scale. Chart (7) shows relative cumulative frequency plotted on a Normal Law Probability Scale. A normal distribution will plot Cumulatively as a straight line on this scale.

Another method was tried for the graphical representation of the data by arranging the original data of compressive strengths of field concrete in an ascending order. Table (11) shows the cumulative ascending frequencies for these data.

Two methods were also used for illustrating the cumulative frequencies percent. Fig. (8-a) gives the relative cumulative frequency plotted on an arithmetic scale, and Fig. (8-b) shows the relative cumulative frequency plotted on a normal law probability scale.

D.—COEFFICIENT OF VARIATION.

Case (1):

Number of tests (n)	= 150
Arithmetic mean ($\bar{x}$)	= 3339 psi
Average range ($\bar{R}$)	= 332.2 psi
Standard deviation (σ)	= 676.55
Coefficient of variation (V)	= 20.20 %

Case (2):

Number of tests (n)	= 50
Arithmetic mean ($\bar{x}$)	= 3339 psi
Standard deviation (σ)	= 664.78
Coefficient of variation (V)	= 19.91 %

Referring to Table (4) the class of the operation of this project is considered *FAIR* if the calculations are based on the 150 test cylinders and *POOR* if taken into consideration the average of each 3 test specimens.

*The number of cells in a frequency distribution should preferably be between 13 and 20.

III.

TEST RESULTS

A.—ORIGINAL DATA.

Original data of compressive strengths of field concrete are tabulated on table (8). Each test consists of 3 cylinders; maximum and minimum air temperature were recorded as well as concrete temperature.

Column (6) in table (8) is the readings of the 150 test cylinders and column (7) is the average of each three cylinders for the compressive strength of concrete.

Table (9) represents the moving averages for strength and its range of field concrete test specimens. The following columns are shown on this table :

Column (1) : Number of test.

Column (2) : Individual readings of compressive strength in psi. (x).

Column (3) : Arithmetic mean (average) compressive strength for each test (x^-).

Column (4) : x^2.

Column (5) : $(x^-)^2$.

Column (6) : Average strength of five previous test groups.

Column (7) : Test range $X_{max.} - X_{min.}$.

Column (8) : Average of 10 previous ranges.

B.—QUALITY CONTROL CHARTS.

Quality Control Charts have been used by manufacturing industries for many years as an aid to uniformity and efficiency in production. Based on the pattern of previous results and limits established therefrom, trends become apparent as soon as new results are plotted. Points which fall outside the calculated limits are indicative that something has affected the control of the process. *Such charts are recommended wherever concrete is in continuous production over considerable periods.*

Three simplified charts prepared specially for concrete control are illustrated in fig. (4 a, b, c).

a.—Individual Strength Tests :

A chart in which the results of all strength tests are plotted as received. The line for the required average strength is established as indicated in the section on criteria page (107), Part One ; and the specified design strength shows the number of low tests.

b.—Moving Average for Compressive Strength

Moving average for Compressive Strength, where the average is plotted for the previous five sets of three companion cylinders for each test ; and the specified strength in this case is the lower limit. This chart is valuable in indicating trends and will show the influence of seasonal changes, changes in materials..., etc.

c.—Moving Average for Range :

Moving average for range where the average range of the previous ten groups of companion cylinders is plotted each test. The maximum average range allowable for good control is also plotted.

TABLE 6.—PHYSICAL PROPERTIES OF AGGREGATES

Sieve Size	Cumulative Per cent Passing	
	Sand	No. 4 to $\frac{3}{4}$-in.
1 in.	—	99
$\frac{3}{4}$	—	59
$\frac{1}{2}$	—	29
$\frac{3}{8}$	100	13
No. 4	91	3
8	67	0
16	47	—
30	29	—
50	14	—
100	6	—
Fineness Modulus	3.46	7.25
Specific Gravity	2.64	2.67
Absorption Capacity %	2.3	1.6
Sand Equivalent	57	—
Cleanness Value	—	79

5.—*Concrete Mixes.*

The mix proportions for the basic concrete mix evaluated in this research is given in Table 7.

Fifty concrete mixtures were taken—*at random*—from the truck mixers at the job site (Table 8). All job-mixed concretes were made with Sunol aggregates.

TABLE 7.—CONCRETE MIX PROPORTIONS

Material	Quantities of Materials, (lb. per cu. yd.) $\frac{3}{4}$-in. max. size agg.
Cement	611
Water	325
Sand	1530
Coarse Aggregate	1600

6.—*Casting of Test Specimens.*

Compressive-strength specimens were cast in 6 by 12-inch card-board molds. Concrete was placed in the molds and consolidation was accomplished by rodding and spading. Specimens were stored in shade and covered with wet canvas. The canvas was kept wet by continuous sprinkling. At age one day these specimens were brought to the Engineering Materials Laboratory (University of California) and stored, after removal of the molds, in the curing room.

Standard procedure was employed for the casting of the 6 by 12-inch compressive-strength specimens.

7.—*Measurements.*

After completion of the moist-curing period (28 days), compressive-strength tests on 6 by 12-in. cylinders were performed in accordance with ASTM Specification C 39. Hydrostone was used for caping the ends of the cylinders.

II.

CONCRETE MATERIALS AND MIXES

1.—Portland Cement.

The portland cement used in this research was Calaveras Type II cement. The chemical analysis of this cement is givent in Table 5.

2.—Aggregates.

Sunol aggregates, supplied by the Concrete Services Company of San Jose, were used in the construction of the Engineering Building.

Table 5.—CHEMICAL ANALYSIS OF CALAVERAS TYPE II CEMENT.

Composition		Per cent
Oxide Composition		
Silica ...	— SiO_2	23.3
Alumina ...	— Al_2O_3	4.2
Ferric Oxide ...	— Fe_2O_3	2.6
Calcium Oxide ...	— CaO	64.4
Magnesium Oxide ...	— MgO	2.3
Alkalies as ...	— Na_2O	0.5
Sulphuric Anhydride ...	— SO_3	1.8
Ignition loss ...	...	0.9
Compound Composition		
Tricalcium Silicate ...	— C_3S	48
Dicalcium Silicate ...	— C_2S	31
Tricalcium Aluminate ...	— C_3A	7
Tetracalcium Aluminoferrite ...	— C_4AF	8

3.—Physical Properties.

The physical properties of Sunol aggregates are given in table 6.

The Sand Equivalent for the Sunol sand was only 57. California State specifications require the Sand Equivalent value be not less than 75. The coarse agrgegate met the minimum required Clearness Value of 75.

4.—Petrographic Analyses.

The petrographic analysis of the aggregates as reported in Corps of Engineers, U.S.A. Technical Memorandum No. 6-370, "Test Data Concrete Aggregates in Continental United States", are summarized as folflows :

The Sunol coarse aggregate consists of two types of sandstone, a bluish-gray, composed of feldspar and quartz, and a tan with flat bedding planes. There are also traces of vein quartz and altered andesite.

The sunol sand consists of quartz, biotite, magnetite, amphibole, pyroxene, antigorite, and glaucophane.

Table (4).—STANDARDS OF CONCRETE CONTROL.

Class of operation	Coefficients of variation for different control standards*			
	Excellent	Good	Fair	Poor
Over-all variations :				
General construction	Below 10.0	10.0 to 15.0	15.0 to 20.0	Above 20.0
Laboratory control	Below 5.0	5.0 to 7.0	7.0 to 10.0	Above 10.0
Within-test variations :				
Field control	Below 4.0	4.0 to 5.0	5.0 to 6.0	Above 6.0
Laboratory control	Below 3.0	3.0 to 4.0	4.0 to 5.0	Above 5.0

E.—OBJECTIVES.

Being influenced by what statistics can offer, as mentioned in Part One, together with the chance to collect data from this project, the writer tried to study the practical value of this concept. The following headlines were considered the main objectives of this experimental investigation.

1. The validity of considering the normal distribution as the strength distribution of concrete, whether any adjustment can be made to better suit the concrete distribution, and what these adjustments might be.

2. To test the hypothesis that the used concrete has a mean larger than 3000 psi.

3. *To study the effect of such parameters as range, variation, standard deviation, their interrelation and the adequacy of the present empirical formulae.*

4. To find out the best method to represent the data.

5. To withdraw certain characteristics which might be considered critical in the design.

*The standard deviation expressed as a percentage of the average strength is called the coefficient of variation (V) :

$$V = \frac{\sigma}{\bar{x}} \times 100$$

The function of this "Coefficient of Variation" makes it possible to express the degree of dispersion on a percentage basis rather than the absolute.

**These standards represent the average for 28-day test specimens computed from a large number of tests. Different values for other than average concretes can be expected.

be continued and reported at one month intervals up to one year.

Other conditions therein may be varied to suit the job conditions and specifications such as type and quantity of cement. The basic control must be for the mix as furnished and placed in the structure. It is realized that this will require several months period of testing by the various suppliers before this specification becomes mandatory."

C.—CONFERENCE ON CONCRETE USED IN THE SAN JOSE AND BAY AREA (May 9, 1961).

Agreements reached relative to standards and tests, and methods of operation required in order to maintain a minimum of shrinkage and placement problems of concrete.

The following are the conclusions of the Conference on concrete used in the San Jose and Bay Area :

1. All samples of aggregates will be taken from the bottom of the weigh hopper.
2. C. V. (cleanliness value) and S.E. (sand equivalent) shall, in all cases, be a minimum of 75. Three separate samples for each test shall be taken from the weigh hopper. The average of the results of the individual tests will be the accepted value in each case.
3. Five tests, one on each of five consecutive days shall be made for flat and elongated materials. The average of such tests shall not exceed 8 %. Any single test showing an excess of 10 % shall be cause for rejection of the material.
4. All transit mix concrete must be discharged from the truck in not more than 45 minutes after the cement and water have been added to the mix.
5. Each plant will deliver to the State's representative, weigh bills or delivery tickets covering all materials used on State work where such material is obtained from another producer.
6. Any water added to the batch must be done so immediately upon arrival at the job site and must be made only upon authorization of the State's representative. Amount added shall be shown on delivery ticket.
7. The State will, from time to time, sample materials being used ; however, the vendor or producer may employ an independent laboratory to perform the aforementioned tests. Such laboratory will provide a certified test for the State's representative. In the case of dispute relative to test results where both the State and an independent laboratory have made tests, an additional joint test will be conducted, results of which will be the accepted value.
8. It is understood that the values established for these tests are to be maintained throughout the entire project and any indicated deviation therefrom will be a cause for rejection of such material pending additional test results.

The State will make every effort to expedite test results and assist in problems which may arise in the future. It is our necessity and desire to minimize shrinkage which has become so apparent in the concrete poured in these areas. We appreciate your consideration of this problem which, of course, is yours as well as ours. We believe that by full cooperation along the lines mutually agreed upon, we can minimize shrinkage, thus continue the use of local materials.

D.—STANDARDS OF CONCRETE CONTROL.

Table (4) shows the coefficients of variation that can be expected on controlled projects. The rating of control are based on experience from a large number of projects and are presented as a general guide in evaluation of concrete control.

PART TWO

EXPERIMENTAL INVESTIGATION

I

PROJECT AND CLASS OF REQUIRED CONCRETE

A.—GENERAL.

This part presents the results of the experimental investigation of the concretes used in the construction of the Engineering Building on the San Jose State College campus, California (U.S.A.). These studies were carried out by the writer in the Engineering Materials Laboratory, Berkeley, California, during the period of January to July 1961.

Before starting sampling field concrete, four inspection trips were made to observe the folliwing:

1.—Cracks and deflections in the Library Building and some of the other buildings on the campus.

2.—*The practice in the use of ready-mixed concrete for the construction of the Engineering Building.*

3.—Concrete Services Company, Sunol aggregate quarry and its processing plant.

4.—Ready-mix concrete batching plant in Santa Clara.

B.—SPECIFICATIONS OF THE PROJECT.

The following selected paragraphs show the type of work required for this project.

- Specifications for the Engineering Building required that the concrete have a minmum 28-day compressive strength of 3000 psi.
- Materials shall conform to "Article 6A-05" and the following:

1. *Cement:* ASTM C 150. Natural gray throughout except white where required to obtain specified color.
2. *Fine Aggregate:* Sand or crushed stone screenings. Clean and hard, free from deleterious matter. Graded by weight to pass sieves as follows: 3/8", 100 %; No. 4, 95 to 100 %; No. 16, 45 to 65 %; No. 50, 5 to 15 %; No. 100, 0 to 5 %.
3. *Coarse Aggregate:* Gravel or crushed stone. Clean and hard, free from deleterious matter. Graded by weight to pass sieves as follows: 3/8", 100 %; No. 4, 40 to 60 %; No. 8, 0 to 5 %.
4. *Water:* Clean, free of acids or alkalies.

- *Mixed Concrete for Buildings.*

"Only those cements and aggregates shall be used that comply with the A.S.T.M. Specificationns and having other desirable properties as required by the Standard Specifications, dated January 1960 by the State of California, Department of Public Works, Division of Highways.

No vender of concrete aggregates or cement shall offer to supply mixed concrete having undesirable shrinkage characteristics. This also applies to job site mixed concrete, or concrete from any source. The shrinkage of test specimens shall not exceed 0.0557 at 28 days when cured, dried and tested in a manner similar to Test Method No. Calif. 530-A, August 1960. Shrinkage measurements shall

STATISTICAL METHOD AND DESIGN CRITERIA OF TESTING FIELD AND LABORATORY CONCRETE MIXTURES (Contd.)

By

Dr. AHMED A. EL-ERIAN
Asst. Professor, Faculty of Engineering,
Cairo University.

SYNOPSIS

Statistical analysis provides valuable tools for interpreting the results of compressive strength tests. As in many physical situations, the outcomes of an experiment induces a probability space. The different characteristics of this space are developed and discussed in the light of statistical concepts.

The first two chapters in part (I) include the main statistical tools needed for the following discussions. The normal distribution was found to be suitable for the concrete testing situation. The physical significance of statistical parameters are dealt with in details. A new approach of analysing the data of the tests has been developed.

Design criteria and new concepts of how to specify the requirements of a concrete mixture for a required strength have been discussed. A criticism of today's practices of interpreting data in both research projects and field concrete testing is evaluated and a new approach—by applying statistical interferences—is also included.

An experimental investigation was carried out to check the practical application of the results of the theoretical and analytical studies.

More investigations are still needed to evaluate the characteristic parameters in the different types of concrete.

In the last chapter, however, the writer suggests an outline of future studies towards a complete and more definite solution of the problem of evaluating and designing concrete mixtures.

N.B.—PART ONE OF THIS RESEARCH HAD BEEN PUBLISHED IN VOL. I—No. I—July 1962, pp. 83-112, "THE PROCEEDINGS OF THE ENGINEERING SOCIETIES", U.A.R.

The problem of cladding Th with Al is difficult because of the dissimilar nature of the two metals. The constitutional diagram of Th-Al shows six intermetallic compounds (Murray, 1959).

Differences in thermal conductivities and expansions lead to warpage and weld breakage during the preparation of the composites. Th-Al compisites are thermally unstable at service temperatures above 200°C. Long time heating above this level results in rapid compound formation and rapid deterioration of the product. The dissimilar nature characteristics between low melting Al and high melting Th complicate the problem.

The combination Th-Zr, on the other hand, is ideal for solid state bonding. Both have high melting points and fairly well matched mechanical and thermal properties. There are no intermetallic compounds in the system. The only disadvantage of the combination is the strong tendency of the two metals to absorb gas.

Surface oxidation is observed on Zr at temperatures as low as 500 F, but the rate is not rapid until about 1100 F is reached. Th tarnishes on exposure to ambient atmosphere. In the preparation of composites by rolling, the compacts are contained in Ti Namel jackets and evacuated for hot working at 1200-1200 F.

FUEL MANUFACTURE FOR "SRE"

For the Sodium Graphite Experiment Reactor (Hayward and Corzine, 1958), two major allow are under investigation : Th-5.4 % U and Th-7.6 % U. The process generally consists of :

a) Arc melting, a short superheat at 1700°C. precedes casting at 1700°C.

b) Extrusion, the ingots are jacketed in Cu and preheated at 870°C.

c) Cold swaging.

d) Pickling, to remove Cu jackets.

e) Loading in stainless stel.

FUEL MANIFACTURE FOR "BORAX IV"

The process involves (Handwerk, 1958) :

a) Pressing a mixture of 93.41 w/o ThO_2 and 6.59 % w/o highly enriched U_3O_8.

b) Heating at 1700-1750°C. for about 16 hours. The jacket material is an Al-Ni alloy.

REFERENCES

1. Bentle, G. G., 1958 :
   a) A/onf. 15/P/706, Geneva Conference.
   b) NAA-SR-2069.
2. Cunningham, J., 1958 :
   Th-U^{233} Symposium, B.N.L.
3. Foote, F. G., 1956 :
   Progress in Nuclear Energy, Series V, vol. I, Pergamon Press, London.
4. Handwerk, J. H., 1957 :
   ANL-FGF-67, Paris Conference on Fuel Element Technology.
5. Handwerk, J. H., 1958 :
   Th-U^{233} Symposium, B.N.L.
6. Hayward, B. R. & Corzine, P., 1958 :
   A/Conf. 15/P/785, Geneva Conference.
7. Kittel, J. H. ,1958 :
   Th-U^{233} Symposium, B.N.L.
8. Kittel, J. H. & Paine, S. H., 1958 :
   A/Conf. 15/P/1890, Geneva Conference.
9. Murray, J. R., 1959 :
   J. Inst. Metals, 87, 349-52.
10. Rough, P. A. & Bauer, A. A., 1958 :
    B.M.I.-1300.
11. Weissert, L. R., 1958 :
    Th-U^{233} Symposium, B.N.L.
12. Wilhelm, H. A., 1956 :
    "The Metal Thorium", Am. Soc. Metals, Cleveland, Ohic.

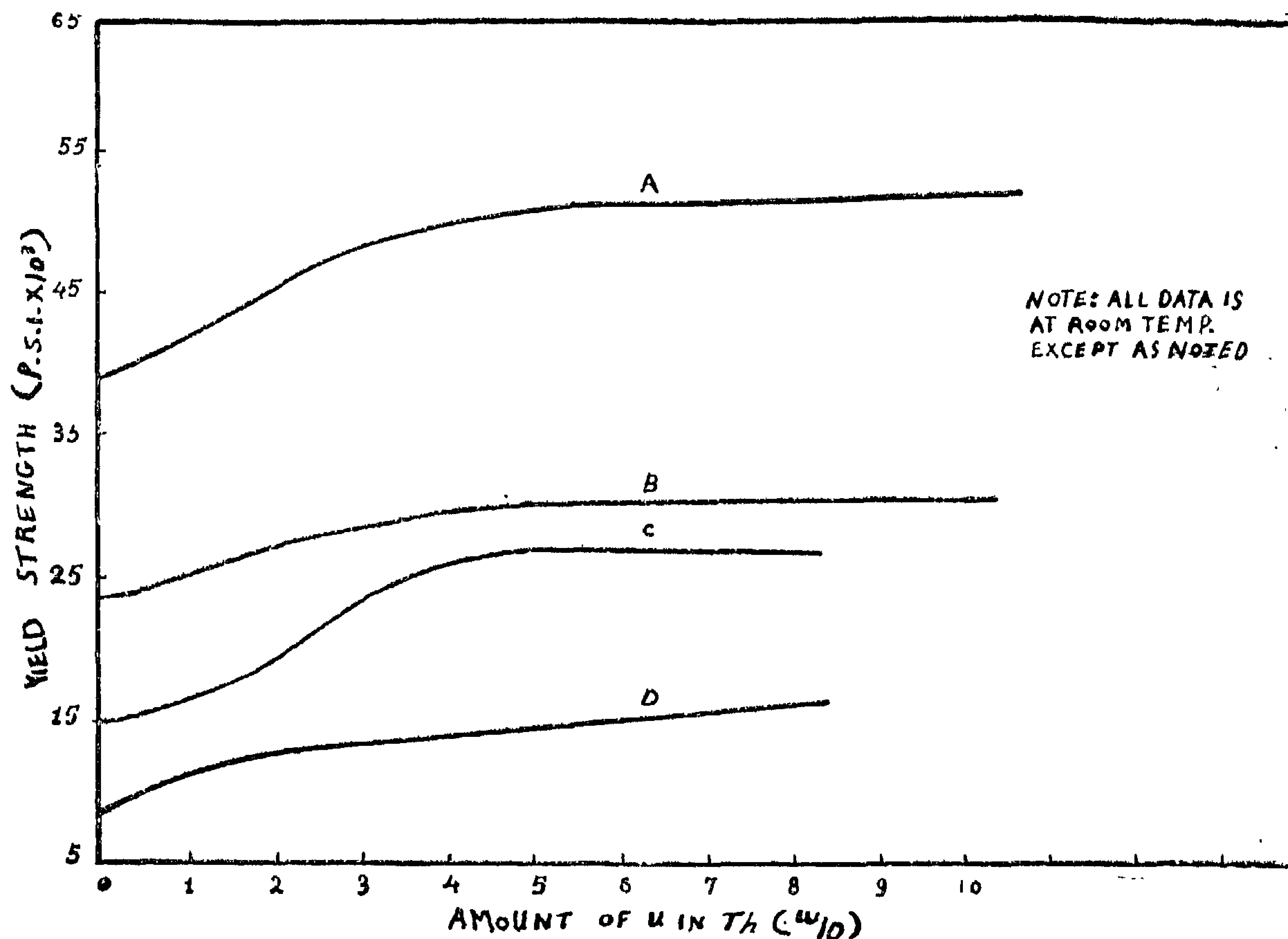


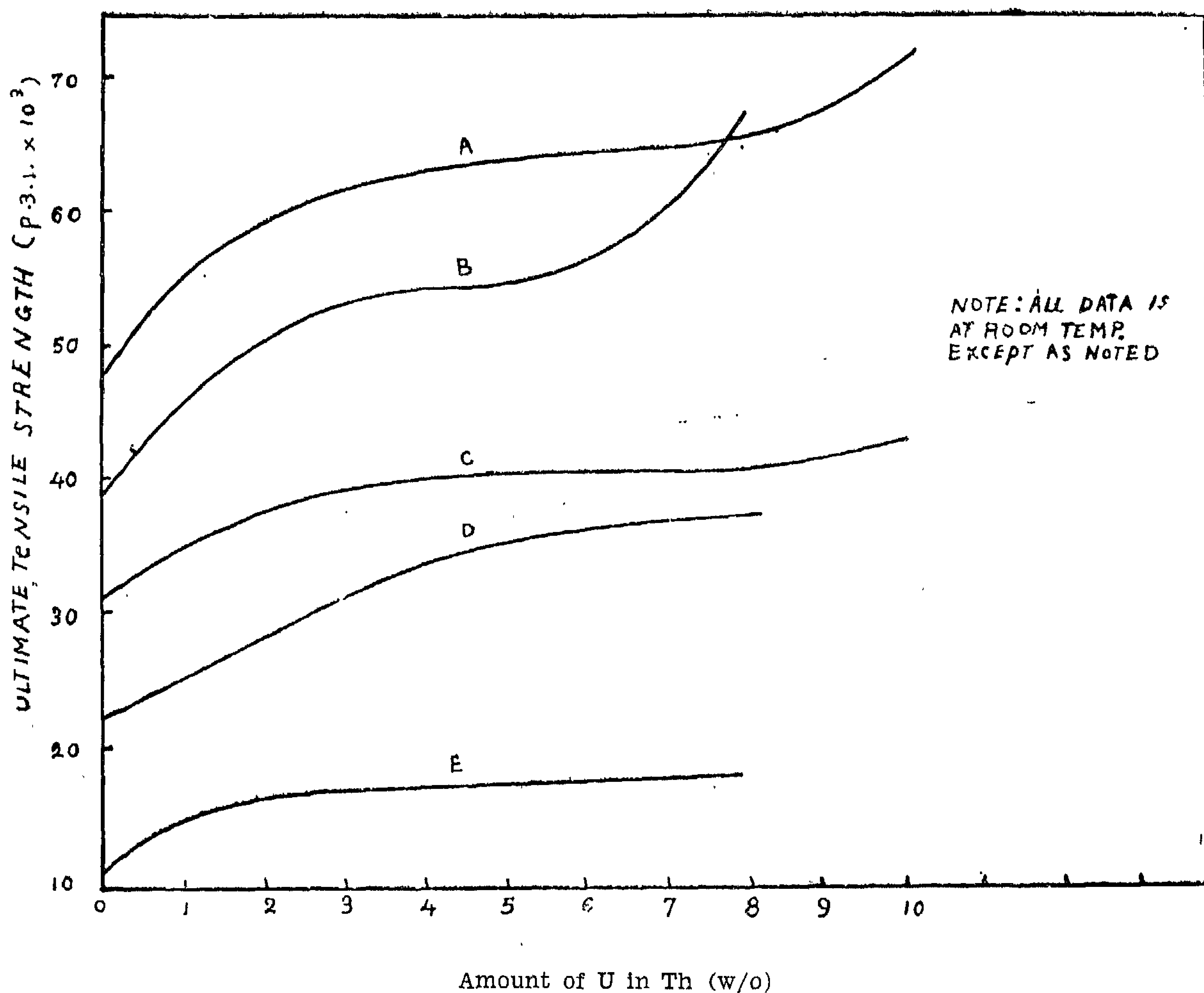
FIG. 3 (b) : Yield Strength of Th-U Alloys (After Benntle, 1958).

A—Cold-Worked Commercial Alloys.

B—Commercial Alloys Annealed for 2 Hr. at 800 C.

C—High Purity Alloys Annealed for 2 Hr. at 800 C.

D—Commercial Alloys Annealed for 2 Hr. at 800 C. and Tested at 500 C



Amount of U in Th (w/o)

FIG. 3 (a) : Ultimate Tensile Strength of Th in U Alloys (After Bentle, 1958).

A—Cold-Worked Commercial Alloys.

B—Cold-Worked High Purity Alloys.

C—Commercial Alloys Annealed for 2 Hr. at 800 C.

D—High Purity Alloys Annealed for 2 Hr. at 800 C.

E—Commercial Alloys Annealed for 2 Hr. at 800 C. and Tested at 500 C.

2.—Liquid Metal Fueled Reactor Experiment, Brookhaven National Laboratory and Babcock and Wilcox Co.

3.—An aquous homogenous reactor concept using a dispersion or slurry of UO_2 and ThO_2 in D_2O is being studied by the Pennsylvania Power and Light Co. jointly with Westinghouse Electric Co.

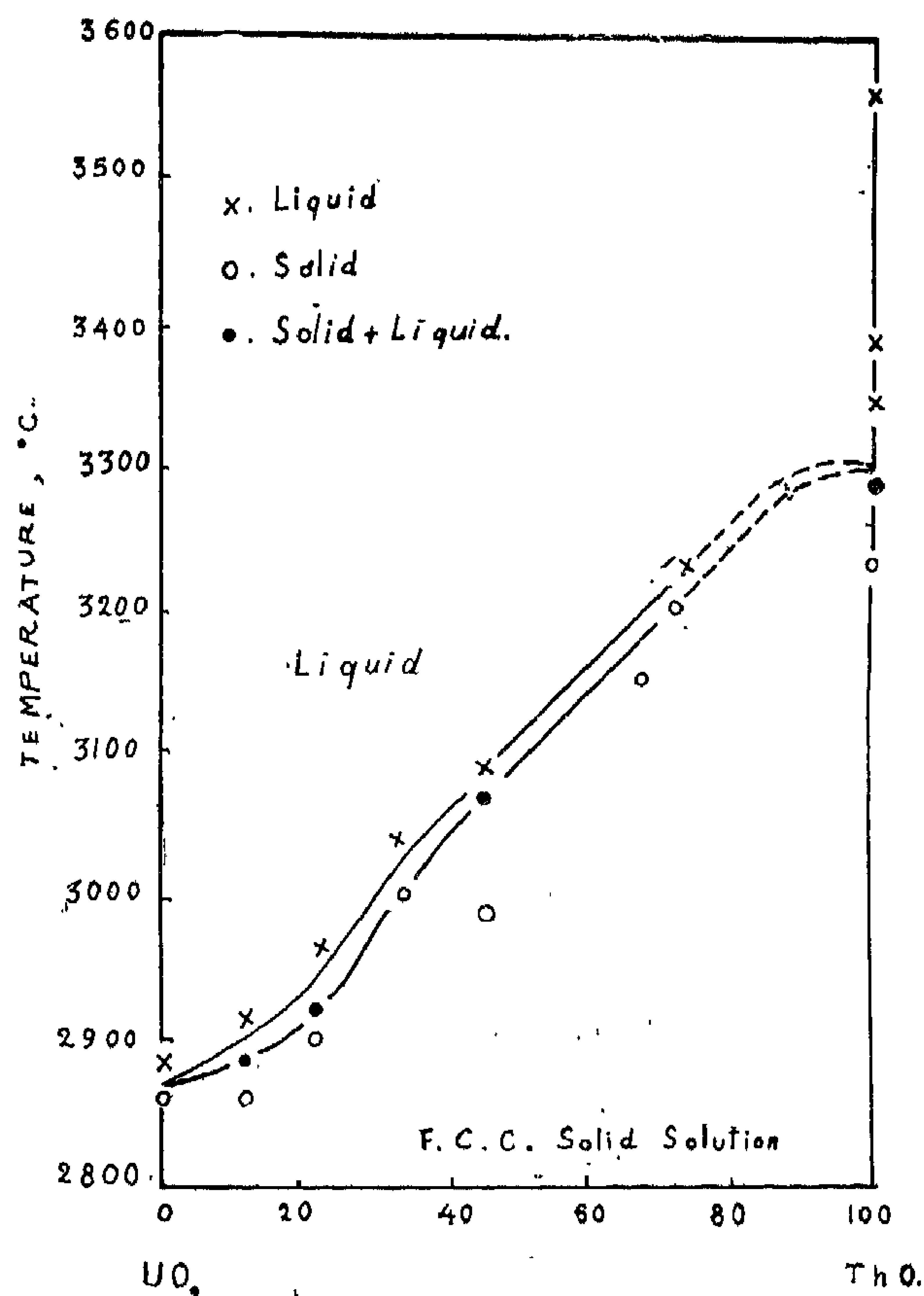
TECHNOLOGY OF FUEL MANUFACTURE

Very soft low carbon content Th machines like copper, but harder metal behaves like mild steel. Oxide and slag inclusion when present on the metal renders the metal somewhat abrasive and, thus, restricts the choice of die materials during extrusion.

The pure metal can be rolled continuously without intermediate anneals to a reduction of area of 99 % in thickness without cracking. The resistance to deformation can be sharply diminished by heating. The temperature for hot working of Th lies in the 932 F to 1292 F temperature range. The metal is annealable to fabrication operations such as rolling, forging and swaging, extrusion and drawing. The metal is reactive at high temperatures; however, massive pieces can be heated in air. Heating for hot working is best accomplished in a molten salt bath.

Some effort has been directed toward protection of Th for reactor service by roll and extrusion cladding. The major effort has been concentrated on cladding with Al and Zr (Cunningham, 1958).

Fig. 1 : U - Th Equilibrium Diagram (After Rough and Bauer, 1958



THORIA (Mole Percent)

FIG. 2 : ThO_2-UO_2 Phase Equilibrium Diagram (After Handwerk, 1957)

SOME CHARACTERISTICS OF REACTORS FOR WHICH THE USE OF THORIUM IS PROPOSED

	H R T	L M F T	C E T R	S G R
Purpose	Test of a power breeder	Test of a power breeder	Power Rant Demonstration	Power Plant
Fuel	$UO_2 \cdot SO_4$ in D_2O	U dissolved in molten Bi	U-235 alloyed in Zr	U-235 alloyed with Th at start converting to U^{233}
Moderator	D_2O	Graphite	U_2O at 1500 p.s.i.	Graphite
Fertile Material	ThO_2 slurry in D_2O	Th_3 Bi_5 suspended in molten Bi.	Th metal Zr clad	Th metal
Heat Exchange	Fuel solution to water-steam	Bi-U to Nak to water-steam.	Pressurized water to water and steam	Na to Nak to water and steam.
Thermal Power	10 MW	550 MW full scale.	500 MW	250 MW
Electrical Power	2.3 MW	210 MW	130+B9 from superheat by oil—total 219	76.8 MW
Conversion or Breeding Ratio	1.13	1.05	< 0.8	0.8 without blanket, 1.0 with optimum size and blanket
Status	In construction for test in 1956	Development stage of BNL reactor experiment planned to be done by Babcock and Wilcox.	Scheduled for construction with operation planned for 1960	Considered for second stage of sodium — graphite power reactors ; SRE, a uranium base reactor experiment, is complete.

tion and, high melting point. To a large extent, however, the poor thermal conductivities of oxide fuels offset the advantages of high melting point. Although most studies on oxide fuels have been confined to UO_2, it is of interest that solid solutions of ThO_2 and UO_2 have certain favourable characteristics which UO_2-alone does not have. For example, ThO_2-U_3O_8 bodies can be sintered in air whereby U_3O_8 reverts to UO_2 during firing (Handwerk, 1957) whereas UO_2 must be sintered in a reducing or protective atmosphere. Also, the use of Th atoms in the fuel enables breeding of U^{233}.

Kittel and Paine (1958) sujected to irradiation test specimens of ThO_2 containing 2.5 w/o, 6.36 w/o, and 10 w/o UO_2. The specimens were in the form of pellets, approximately 1/4 in. in diameter by about 5/8 in. in length, and were made by pressing mixtures of ThO_2 and U_3O_8 at 10,000 p.s.i. and firing in air at 1800°C. Densities of specimens ranged from 85 to 90 % of theoretical.

Some of the ThO_2-2.5 w/o UO_2 were irradiated with no cladding, whereas others were jacketed in zircalloy-2 or stainless steel. Materials used in the annuli between the clad pellets and their jackets included air or NaK. The specimens were highly stable and showed dimensional changes of less than 0.0002 in. Metal burnups ranged up to 0.75 %, and central fuel temperatures during irradiation were calculated to have ranged up to 1500°C.

Pellets of ThO_2-6.36 w/o UO_2 composition were irradiated in Al-1 w/o Ni alloy tubes, with lead in the annulus betwen the ceramic pellets and the aluminium alloy tube. The tube was cooled with water at 45°C. Specimens of this type have been irradiated to burnups of several percents of the metal atoms and with surface heat fluxes of the order of 500,000 B.T.U./hr.-sq. ft.

The ThO_2-10 w/o UO_2 were irradiated in jackets of Al-1 w/o Ni alloy, and the annulus between the pellets and the cladding was filled either with lead or a gas mixture of 20 % argon and 80 % helium. The dimensional stability of these specimens equalled that shown by the ThO_2-2.5 w/o UO_2 material. Some of the specimens were irradiated under conditions where aluminium jackets or even the interior of the specimens themselves melted. These specimens, of course, showed damage in the form of fragmentation. Lead bonding was shown to be an effective method of preventing movement of fragmented pellets in their aluminium jackets. These dimensional stability surpass those of the best metallic fuels.

Kittel (1958) reports that specimens containing 4.1, 10.0, 12.7, and 12.7 and 25.4 w/o UO_2 were under irradiation in NaK capsules and that irradiation was to start on another group of specimens containing a wider range of UO_2 contents and also Nb and Mo fibres.

The placement of refractory metal fibres results in pellets with thermal shocks vastly superior than without. Also, the thermal conductivities are greatly improved. However, these fibres introduce numerous cracks which have a deleterious effect (Handwerk, 1958).

As part of the Consolidated Edison Project, the incorporation of burnable poisons, as boron or rare earth compounds, in the fuel material (ThO_2-5.3 w/o UO_2) were under investigation (Weissert, 1957).

REACTORS SUITABLE FOR THORIUM FUELS (Wilhelm, 1956)

Solid Fuels

1.—CETR. Consolidated Edison (of New York, Indian Point): Water, Thorium Converter Power Reactor.

2.—SGR. Sodium-Cooled, Graphite—Moderated Power Reactor, Atomics International, Division of North American Aviation, Inc.

Fluid Fuels

1.—HTR. Aquous Homogenous Power Reactor, Oak Ridge National laboratory.

Carbon increases the U.T.S. and reduces the dutbtility as reflected in lowering the impact strength of the metal and raising its hardness. For example, on raising the carbon content from 200 to 800 p.p.m., the Y.S. is doubled. Nitrogen and oxygen have similar effects, but not to as great an extent. Small additions (less than 1 %) of Nb, Mo, V and Ti as well as Zr (2-5 %), however, act as softeners. The mechanism is believed to be one of simply tying up the carbon impurity.

The strength of Th is increased by cold working. A reduction in area of 25 % increases the U.T.S. by 30-40 % and increases the Y.S. by 100 %. However, reduction in area above 25 % has little additional effect.

The fatigue indurance limit at room temperature lies between 12,000 and 12,500 p.s.i. for rotating beam specimens; however, higher values have been reported.

Relatively little work has been reported on the creep of Th. However, it has been noted that specimens at room temperatrue loaded to a stress of 80 % U.T.S. may exhibit a high rate of creep initially, but the creep decreases with time, stabilizing at small value. At smaller stress levels the creep rate may become zero (Foote, 1956).

2.—Thorium-Uranium Alloys

Bentle (1958) performed tensile tests on two series of Th-rich, Th-U alloys, each set contains up to 20 w/o U. The two series studied were :

a) a commercial purity series made by arc melting "AMES" thorium and reactor grade uranium. Average analysis : 0-10 w/o U, 0.040-0.044 w/o C, 0.131-126 w/o O_2, 0.009-0.010 w/o H_2, 0.008-0.004 w/o N_2.

b) a high purity series made by arc melting crystal-bar Th and centre-out "biscuit" uranium. Average analysis: 0-19.9 w/o U, 0.005-0.630 w/o C, 0.029-0.108 w/o O_2, 0.002-0.003 w/o H_2, 0.001-0.015 w/o N_2 .

Tensile tests were made at room temperature and at 500°C. on the commercial purity alloys; tests were performed only at room temperature on the high purity alloys. These results, shown in figure 3, indicate a substantial increase in U.T.S. and Y.S. in each of the series of alloys tested. This increase in strength for the series tested at 500°C was approximately 50 % and was noticeable at and above 3 w/o U.

3.—ThO_2-UO_2

No available data on the behaviour of the modulus of rupture of ThO_2 pellets containing increasing amounts of UO_2.

IRRADIATION STABILITY

1.—Th-U Alloys

Being a cubic metal, thorium is not expected to develop under irradiation the marked anisotripic dimensional changes which characterise orthorhombic uranium. This expectation has been confirmed by Kittel and Paine (1958) who irradiated unalloyed thorium and thorium containing 0.1, 1.0 and 5.0 w/o U^{235}. Specimens of the above alloys were irradiated to burnups ranging up to 4.4 % of all atoms at temperatures ranging from 50 to 200°C. It was found that dimensional changes were small and appear to have resulted principally from isotropic volume increases in the fuel. The average rate of volume increase was about 1 % per a/o burnup or about one fourth the rate of increase in volume shown by unalloyed uranium. The coefficient of growth under irradiation (G_i) ranged from 0.065 to 0.850. Composition of the specimens within the range investigated did not appear to have influenced their dimensional stabilities.

2.—ThO_2-UO_2 Fuels

The use of oxide fuels in nuclear reactors offer certain advantages over metallic fuels among which are aqueous corrosion resistance, dimensional stability under irradia-

Thorium Uranium And ThO_2-UO_2 Alloys As Nucuelear Fuels

By : Dr. F. N. Zein

INTRODUCTION

In order to achieve a really high performance, a nuclear fuel should be able to satisfy, among other things, the following requirements.

a) operate at elevated temperatures to maximise thermal efficiency ;

b) stand high burn-ups to reduce the cost of the fuel cycle ;

c) have good dimensional stability under the above conditions.

The search for a fuel that could satisfy the aforementioned requirements led to a genuine interest in the Th-U alloys and ThO_2-UO_2 ceramics to which has been added U^{235}.

EQUILIBRIUM PHASE DIAGRAMS

1.—The Thorium-Uranium System

The diagram and all pertinent information is reported by Rough and Baur (1958) and is reproduced in figure 1.

In general, the Th-U alloys when solid consists of two phases. The Th-rich phase (alpha-Th) is a f.c.c. crystalline structure that transforms to a b.c.c. arrangement (beta-Th) above about 1300 c. The U-rich phase (alpha-U) at ordinary temperatures is orthorhombic that transforms to a tetragonal configuration (beta-U) at about 650 C which in turn assumes a b.c.c. arrangement (gamma-U) at about 760 C.

Metallography (Bentle, 1958) indicates that the U-rich phase occurs as a fine precipitate, evenly dispersed throughout the matrix in arc-melted alloys. This precipitate agglomerates with increasing temperature ; furthermore, this agglomeration is enhanced with increasing uranium content. Part of the coalesced precipitate deposits on a small part of the grain boundary matrix. This circumstance may have a direct bearing on the radiation stability of the alloys. To access the significance of the agglomerate at the grain boundary, Bentle suggested high temperature irradiation tests of the Th-U alloys with increasing uranium content.

2.—The ThO_2UO_2 System

The diagram, figure 2, shows a complete series of solid solutions between ThO_2 and UO_2 (Handwerk, 1957).

MECHANICAL PROPERTIES

1.—Thorium

The metal thorium (AMES) has at room temperature an U.T.S. ranging from 22-40,000 p.s.i., depending on the impurities present and on the method of forming. The Y.S. (0.002% offset) at room temperature is consistently 10,000 p.s.i. below the U.T.S. At 700 C, the Y.S. drops to 2,000-8,000 p.s.i.

Since $\triangle = \dfrac{V_2 - V'_1}{V'_1}$

$$= \frac{\frac{T_1}{T_2} . V_2 - V_1}{V_1}$$

therefore $V_2 = \dfrac{T_2}{T_1} . V_1 (1 + \triangle)$

Thus any decrease in V_2 can be compensated through a decrease in T_1. The precaution to be considered is that to take care that the error is negative for an inductive burden π.

Summary.

The Voltage and phase-angle errors of a potential transformer are usually calculated out of a voltage diagram of the transformer. This method does not give a direct idea about these errors from the diagram. Another disadvantage is that it does not give an idea about the change of the load burden.

In this work, the voltage and phase-angle errors will be represented in an admittance diagram of the potential transformer. Scales are constructed on the diagram to give the true value of the phase-angle and voltage errors directly for any value of the loading of the transformer. A numerical example is also given to show the application of this method. Methods of correction of the errors are also explained in this work.

* * *

and $$Y_{s.c.} = \frac{\cos\varphi\,(Y_{s,c,})}{r'_1 + r_2} = \frac{0.938}{0.5224} = 1795$$

The load admittance Y_L will be defined according to the relation

$$P_2 = Y_L \,.\, V^2_2$$

$$\text{i.e.}\quad Y_L = \frac{P_2}{V^2_2}$$

In our example $P_2 = 30$ VA , $V_2 = 110$ volt and therefore

$$Y_L = \frac{30}{(110)^2} = 2.48$$

also $\cos\beta = 0.8$ ind. therefore $\tan\beta = -0.75$.

The admittance diagram is then to be drawn as shown in fig. 7.

From the diagram we get for the point c_1 (for power P_2) the ordinates : $m = 5.45$ and $n = 4$.

The errors are therefore given by :

$$\triangle\ \% = 100\,\frac{-m}{Y_{s,c,}} = 100\,\frac{-5.45}{1795} = -\ 30\ \%$$

$$\tan\delta = \frac{n}{Y_{s,c,}} = \frac{4}{1795} = 0.00223^\circ = 8^+$$

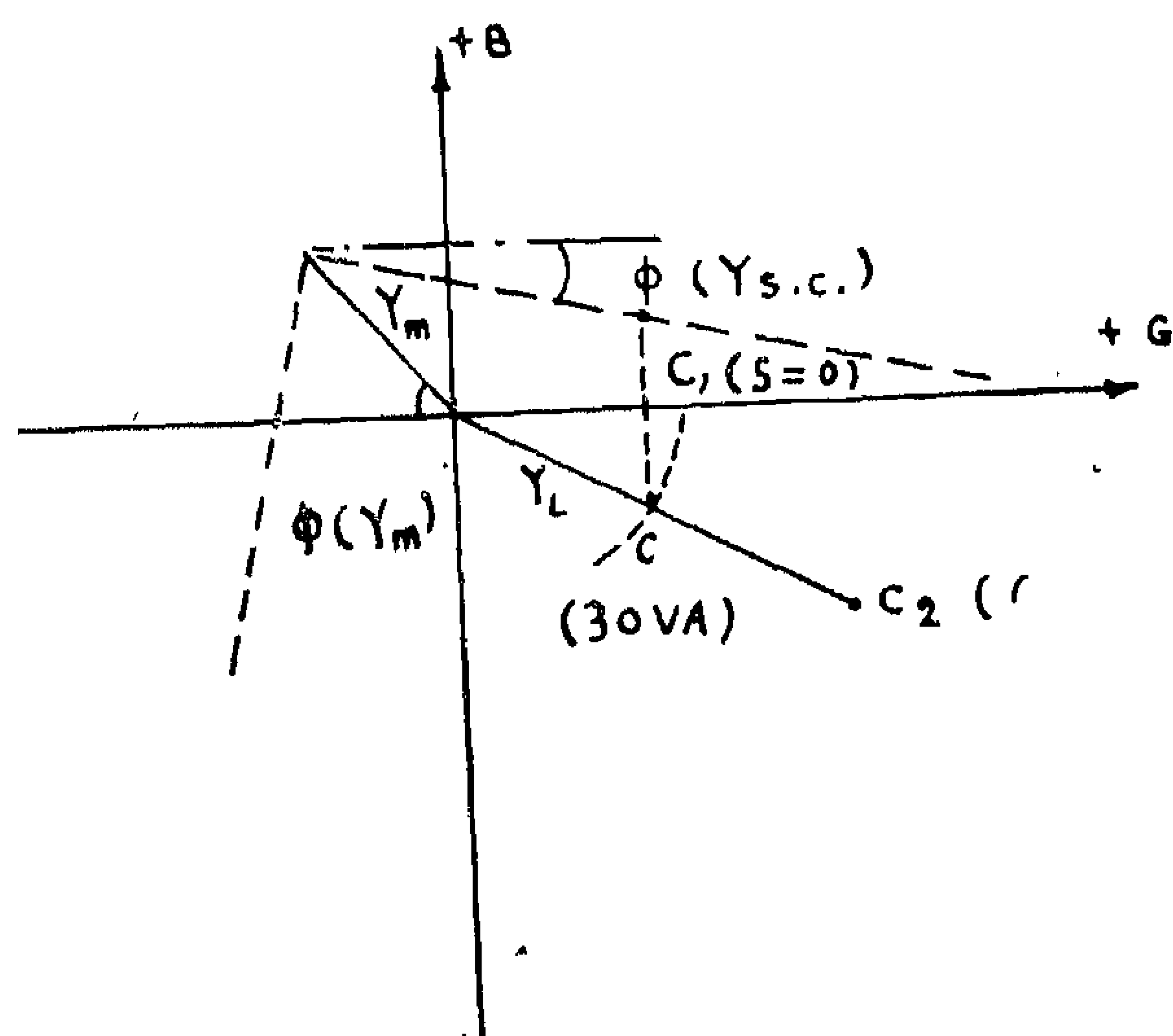


FIG. 7.—The admittance diagram of the transformer showing the scales of the errors.

If we now increase the load angle β while keeping Y_2 constant, the point c will move on a circle with th ecenter at origin. The voltage error will reach its highest value at the point $\beta = \varphi\ (Y_{s,c,})$.

If on the other hand, the load-angle is kept constant and the magnitude of the load is increased, the point c will move on the straight line through the origin O and inclined an angle B. As a further example the values of errors for $P_2 = 60$ VA gave the following results on the diagram :

$$\triangle\ \% = -0.44\ \% \qquad \text{and } \delta = 9'$$

The scales of the errors are calculated as follows :

$$(m)\triangle = 1\% = \frac{Y_{s,c,}}{100} = \frac{1795}{100} = 17.95$$

$$(n)\delta = 1^\circ = 0.01746\ Y_{s,c,}$$

$$= 0.01746 \times 1795 = 31.35$$

Correction for the phase-angle and voltage errors.

A very important fact recognized from the diagram fig. 7 is that if we draw a vertical from the point c_1 parallel to the B-axis we get a point c_1 ($\delta = 0$) at which the phase-angle error equals zero. This can be made in practice by connecting a condenser across the secondary terminals of the transformer.

The capacity of this condenser is given by :

$$C = \frac{c_1\, c_1\ (\delta = O)}{2\,\pi\, f}$$

In our example this distance is 4.3 and hence

$$C = \frac{4.3 \times 10^{-3}}{2\,\pi \times 50} = 13.7\ \mu f$$

This condenser will also decrease the voltage error as shown in fig. 7. The voltage error of the transformer can be corrected by a slight change of the primary turns according to the definition of the error given by equation (1).

to m, the ordinate of the point c (the loading burden) with respect to a new system of axes shifted to the original ones by an angle φ $(Y_{s,c.})$. The phase angle error is proportional to

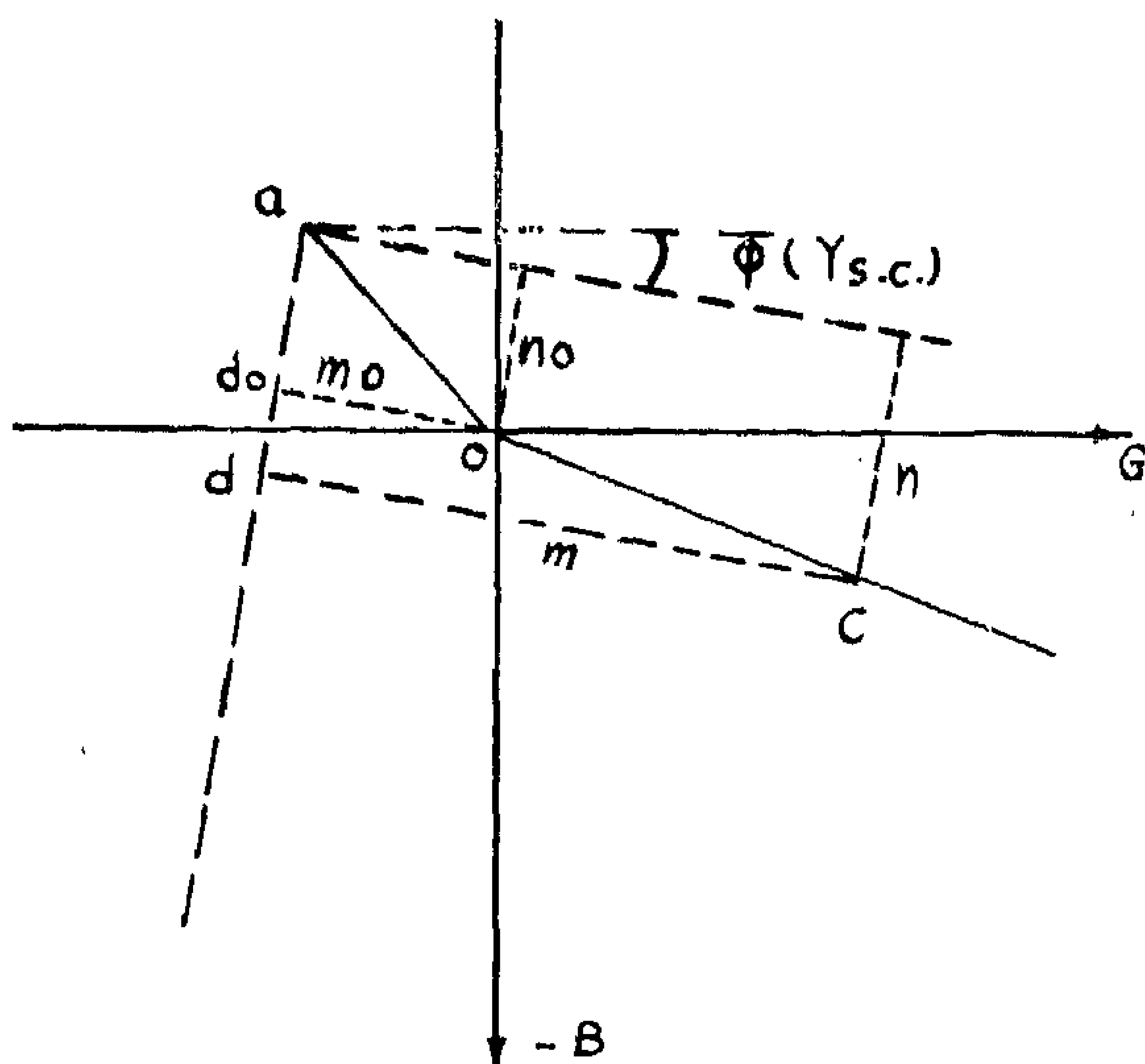


FIG. 6.—Admittance diagram.

n the abssica of the point c with respect to the new system of coordinates.

At no-load c will lie at the origin and we get

$$\left.\begin{aligned} \Delta_0\ \% &= 100\ \frac{-\ m_0}{Y_{s,c.}} \\ \text{and } \tan\ \delta &= \frac{n_0}{Y_{s,c.}} \end{aligned}\right\} \ldots\ldots (13)$$

Furthermore we find that if β (the load phase-angle) is kept constant and the value of the load is changed, the point c will move on a line through the origin which makes an angle β with the B axis. This shows that both the voltage and phase angle errors in equation (12) change with the change of magnitude of Y_L (the load admittance). This admittance represents to a certain scale the loading of the transformer, according to the relation given by equation (5).

The last result can then be written in the form: For the same phase-angle of the load, both the voltage and phase-angle errors increase with the increase of the load.

We can thus construct in the admittance diagram fig. 6 scales for the voltage and phase-angle errors from which we can directly get their values for every loading of the potential transformer. These scales are linear and can be produced with the aid of equations (12) and fig. 6 as follows:

First we find the value of $|\ \Delta\ | = 1\ \%$ which will be equal to $(m)\ \Delta = 1\ \%$. This value is given according to equation (12) by:

$$1 = 100\ .\ \frac{(m)\Delta\ =\ 1\ \%}{Y_{s,c.}}$$

$$\text{i.e.}\quad (m)\Delta = 1\ \% = \frac{Y_{s,c.}}{100}$$

which represents the unit (1 %) of the voltage error.

Also from equations (12) we have:

$$\tan\ 1^\circ = 0.01746 = \frac{(n)\delta\ =\ 1^\circ}{Y_{s,c.}}$$

$$(n)\delta = 1^\circ = 60' = 0.01746\ Y_{s,c.}$$

This represents the unit for the scale of the phase-angle error.

Numerical example.

As an example we take the potential transformer with the following specifications:

$f = 50/\text{cs}$, 45000/110 volt

$r_1 = 41190$ ohm, $r_2 = 0.2764$ ohm

$$r'_1 = \frac{110^2}{45000}\ .\ 41190 = 0.246 \text{ ohm}$$

$x_2 + x'_1 = 0.193$ ohm

The magnitizing current of the transformer at no-load = 0.994 amp.

The power-factor = 0.39 ind.

The magnitizing admittance is produced as follows:

$$Y_m = \frac{0.994}{110} = 9.04$$

$$\varphi\ (Y_m) = -\ 67^\circ\ 3'$$

$$\tan\ \varphi\ (Y_{s,c.}) = \frac{-\ (x'_1 + x_2)}{r'_1 + r_2} = \frac{-\ 0.193}{0.5224} = -\ 0.3695$$

therefore $\varphi\ (Y_{s,c.}) = -\ 20^\circ\ 17'$

$\cos\ \varphi\ (Y_{s,c.}) = 0.938$

Now we can draw the admittance diagram of the circuit as follows. The diagram is shown in fig. 5. We first draw from the origin a vector to represent Y_m. This is a vector representing to a certain scale the magnitizing current I_m. The scale is the constant e.m.f. E_2 or V_2 which are very nearly equal in case of potential transformers. A vector to represent $Y_{s,c,}$ is also proportional to $I_{s,c,}$ (the short-circuit current of the transformer fed from the secondary side), to the same scale.

Now the half of Y_m added to the vector $Y_{s,c,}$ will give a resultant vector $\overline{ob}$ such that

$$\overline{ob} = \tfrac{1}{2}\,\overline{Y_m} + \overline{Y_{sc}}$$

A vector to represent Y_L is constructed due to the fact that Y_L represents the loading of the transformer according to the relation

$$Y_L = \frac{I_2}{V_2} = \frac{P_2}{(V_2)^2} \qquad \ldots\ldots \quad (5)$$

(where P_2 is the loading power of the transformer).

Y_L can thus be represented by a vector I_2 to the same scale of Y_m and $Y_{s,c,}$ and hence can be plotted in the same vector diagram. Adding to the vector $\overline{ob}$ we get then the vector $\overline{bc}$ such that

$$\overline{bc} = \tfrac{1}{2}\,Y_m + Y_{s,c,} + Y_L \qquad \ldots\ldots \quad (6)$$

This is now the nominator of the expression for the voltage error given in equation (3) and the result is thus

$$\frac{V'_1}{V_2} = \frac{\tfrac{1}{2}\,Y_m + Y_{s,c,} + Y_L}{Y_{s,c,}} = \frac{\overline{bc}}{\overline{ab}} \qquad \ldots\ldots \quad (7)$$

From this relation we find that if $\overline{ab}$ represents V_2 to a certain scale, then $\overline{bc}$ will represent V'_1 to the same scale.

We can thus get an expression for the voltage error according to equation (1). We take bd on bc equal to ab and get the difference $\overline{ba} - \overline{bc} = - \overline{dc}$.

The voltage error will thus be given by

$$\triangle = \frac{-\,\overline{dc}}{\overline{bd}} = \frac{-\,\overline{dc}}{Y_{s,c,}} \qquad \ldots\ldots \quad (9)$$

which can be negative in case of inductive burden.

The percentage value of the error can be represented by:

$$\triangle\ \% = 100 \cdot \frac{-\,\overline{dc}}{Y_{s,c,}} \qquad \ldots\ldots \quad (10)$$

The phase angle error is given by

$$\delta = \sphericalangle\ V'_1,\ V_2 = \sphericalangle\ abd \qquad \text{and}$$

$$\tan\delta = \frac{\overline{ad}}{\overline{bd}} = \frac{\overline{ad}}{Y_{s,c,}} \qquad \ldots\ldots \quad (10')$$

At no-load $Y_L = 0$ and the point c coincides with the origin and we get:

$$\left.\begin{aligned} &\text{The percentage voltage error} \quad \triangle_0\ \% = 100 \cdot \frac{-\,\overline{d_0 c}}{Y_{s,c,}} \\ &\text{The angle error} \quad \tan\delta_0 = \frac{\overline{d_0 a}}{Y_{s,c,}} \end{aligned}\right\} \quad (11)$$

Representation of the errors on the admittance diagram.—The scale of errors.

Let us now draw the admittance diagram again as shown in fig. 6. For very small δ we can assume that dc is parallel to ba whose direction is fixed through the angle $\varphi\,(Y_{s,c,})$.

The expressions for the voltage and phase-angle errors given by equation (10) and (10') can be then written in the form:

$$\left.\begin{aligned} \triangle\ \% &= 100 \cdot \frac{-\,\overline{dc}}{Y_{s,c,}} = \frac{-\,m}{Y_{s,c,}} \\ \tan\delta &= \frac{\overline{ad}}{Y_{s,c,}} = \frac{n}{Y_{s,c,}} \end{aligned}\right\} \quad (12)$$

This is a very important result which shows that the voltage error is directly proportional

The phase angle eror is given by the angle betwwen V_2 and V'_1.

The admittance diagram

The equivalent circuit of the transformer shown in fig. 3 can be transformed to the circuit in fig. 4 by changing the T into a π connection.

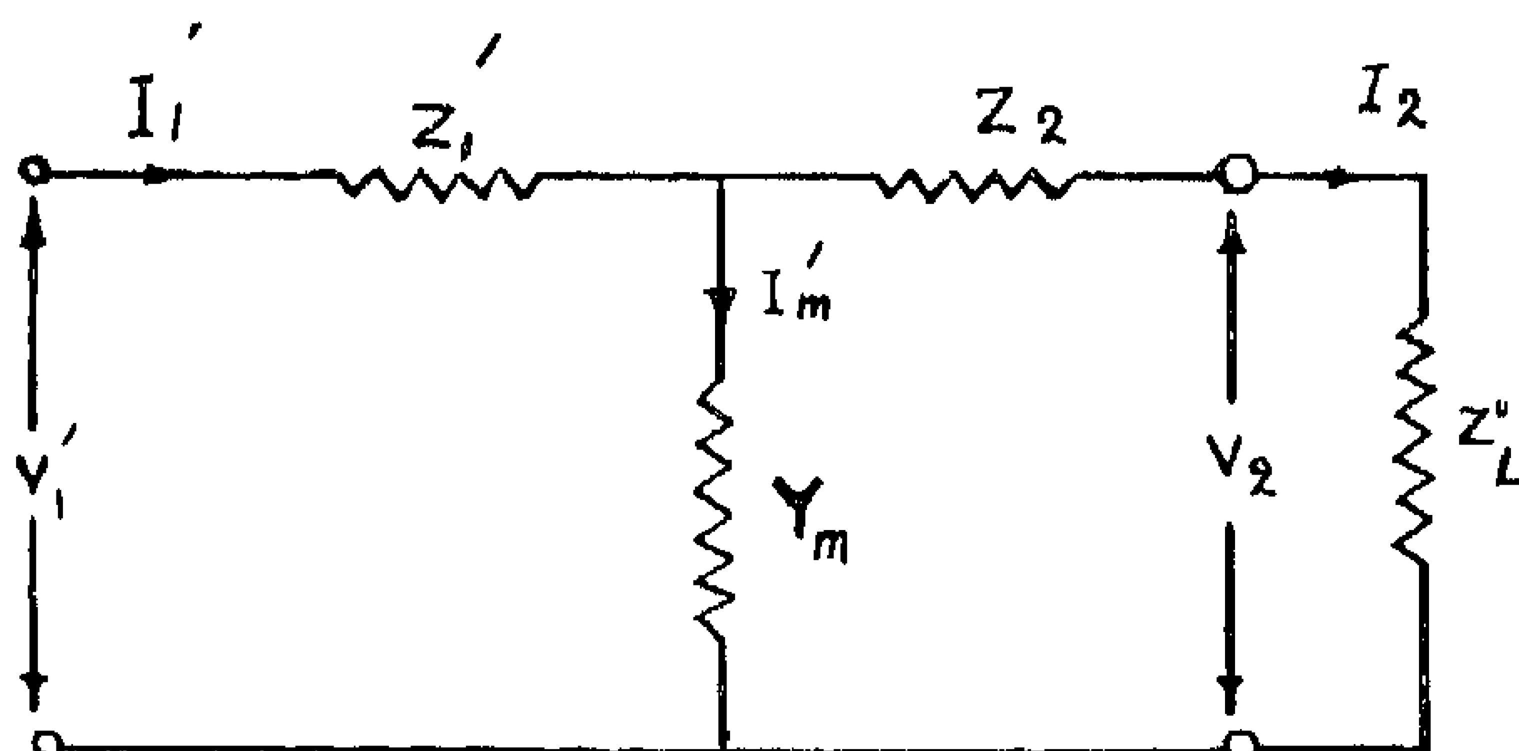


FIG. 3.—Equivalent circuit of the potential transformer (T connection).

In fig. 4 the impedance Z_2 is replaced by the admittance $Y_L = \frac{1}{Z_L}$. The series impedance $Z'_1 + Z_2$ appearing in the π connection is in fact the short circuit impedance of the transformer fed from the secondary side. thus $Z_{s,c.} = Z_2 + Z'_1$

The corresponding admittance is given by :

$$Y_{s,c.} = \frac{1}{Z_{s,c.}} = \frac{1}{Z_2 + Z'_1}$$

Assuming the impedance of the branches 1/2 Y_m and Y_L in parallel

therefore $Z_p = \frac{1}{Y_p} = \frac{1}{1/2\ Y_m + Y_L}$.

This impedance in series with the impedance $Z_{s,c.}$ will form a potential divider applied to the voltage V'_1 such that :

$$\frac{V'_1}{V_2} = \frac{Z_{s,c.} + Z_p}{Z_p}$$

$$= \frac{\frac{1}{Y_{s,c.}} + \frac{1}{Y_p}}{\frac{1}{Y_p}} = \frac{Y_p + Y_{s,c.}}{Y_{s,c.}} \quad \ldots\ldots (2)$$

Multiplying both nominator and denominator by $Y_{s,c.}' \cdot Y_p$ so we get :

$$\frac{V'_1}{V_2} = \frac{1/2\ Y_m + Y_L + Y_{s,c.}}{Y_{s,c.}} \quad \ldots\ldots (3)$$

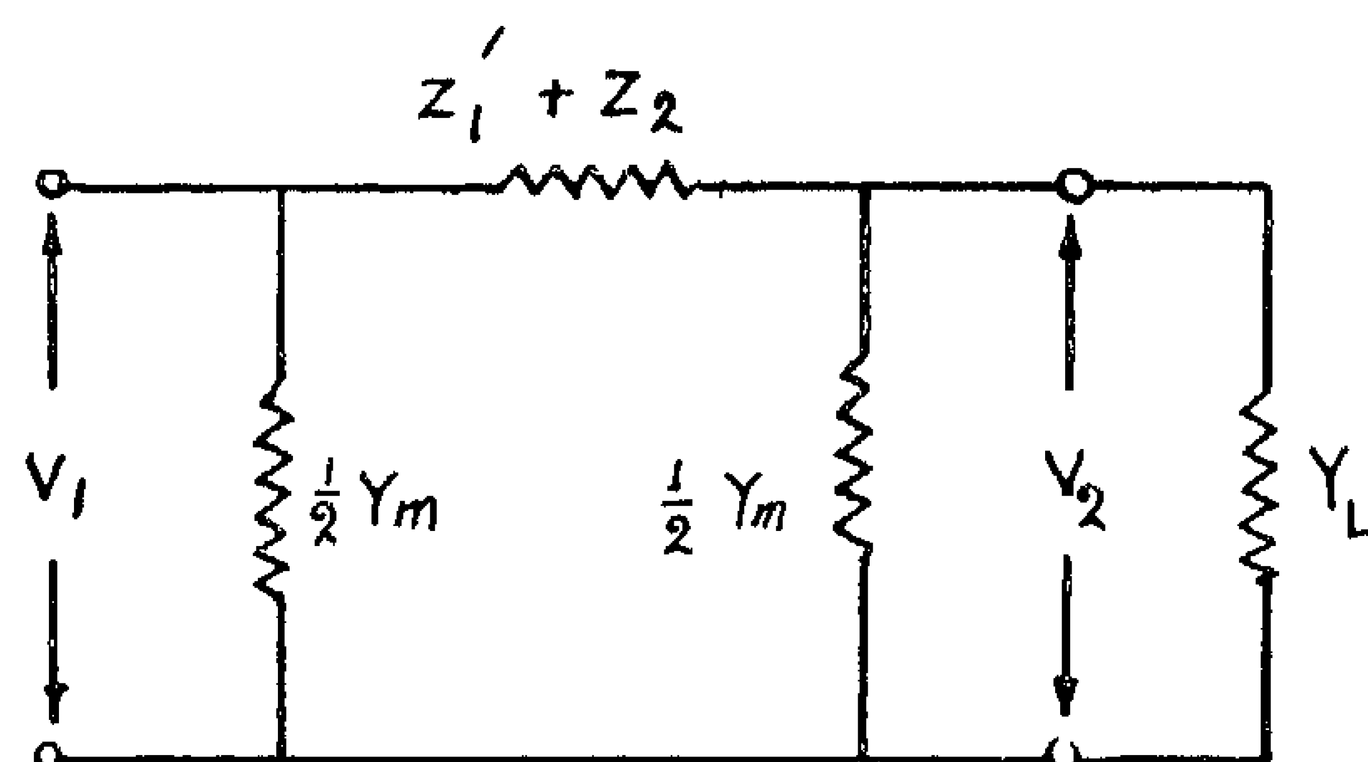


FIG. 4.—Equivalent circuit of the transformer (π connection).

The magnitizing admittance Y_m is given by the expression :

$$Y_m = \frac{1}{Z_m} = \frac{I'_m}{E_2} \quad \ldots\ldots (4)$$

E_2 is constant specially for potential transformers and we can hence easily approximate it to V_2 which is usually taken (100 V).

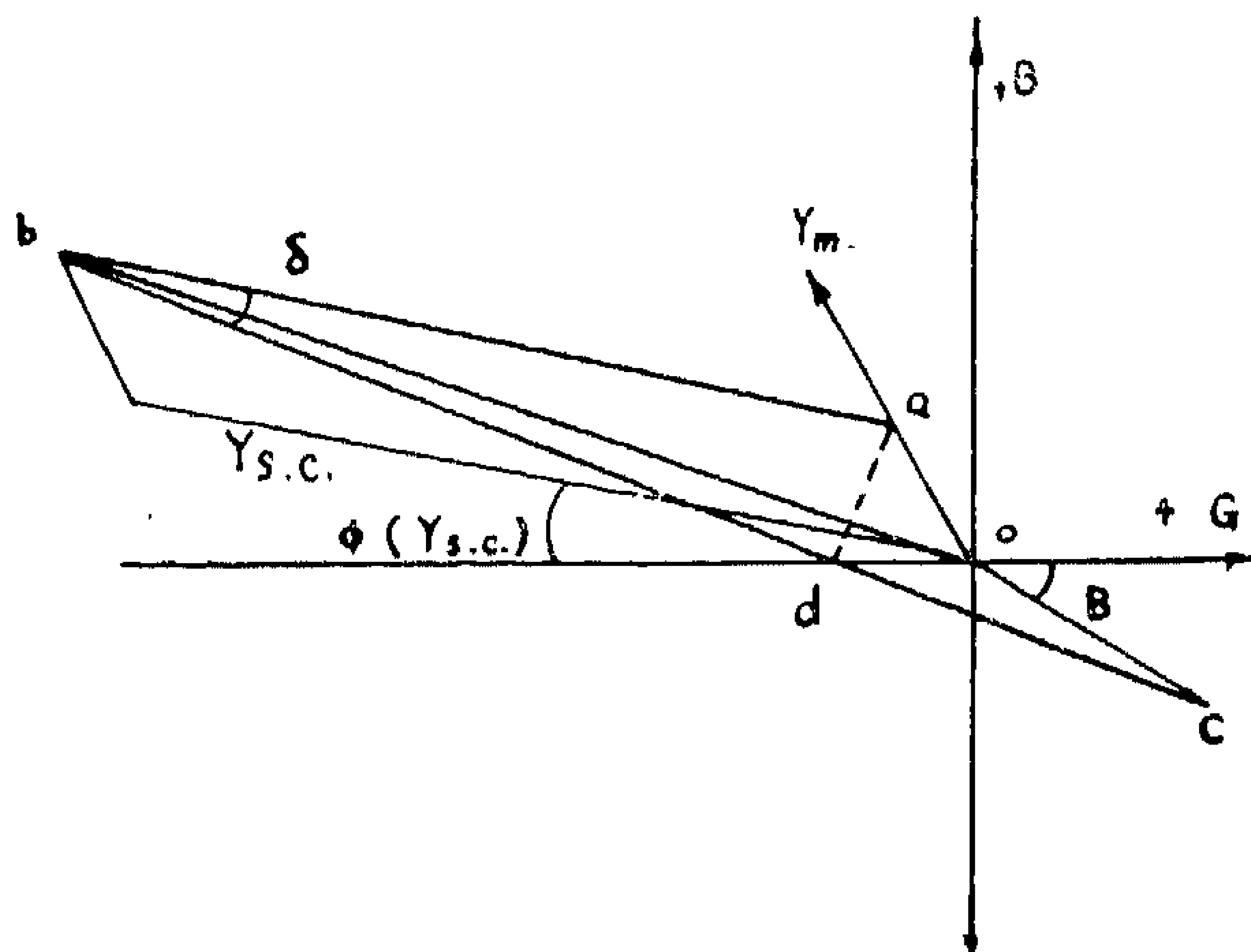


FIG. 5.—Admittance diagram of the potential transformer.

E_2 = The e.m.f. induced in the secondary windings.

I'_m = The magnetizing current including the component due to iron losses, referred to the secondary side.

V_2 = Secondary terminal voltage.

I_2 = Secondary current.

$$r'_1 = r_1 \frac{T_2}{T_1}^2$$

resistance of primary winding referred to secondary

$$x'_1 = x_1 \frac{T_2}{T_1}^2$$

reactance of primary windings referred to secondary

$$Z'_1 = r'_1 + jx'_1$$

Impedance of the primary windings referred to secondary

$$Z_m = \frac{E_2}{I'_m}$$

Apparent impedance of the magnitizing windings.

r_2 = resistance of the secondary windings.

x_2 = reactance of the secondary windings.

$Z_2 = r_2 + j\, x_2$

Impedance of the secondary windi ngs.

The voltage diagram of the transformer will thus be constructed as shown in fig. 2. We start from V_2 and I_1 which specify the secondary loading of the transformer. The secondary induced e.m.f. is produced by adding geometrically to V_2 the voltage drops I_2r_2 in phase with I_2 and I_2x_2 in phase quadrature. I'_1 (the primary current referred to secondary) is the result of geometrical addition of I_2 and I'_m. Again by adding geometrically to E_2 the drops $I_1'r_1'$ and $I_1'x_1'$ in the same way as before we get V'_1 (the primary terminal voltage referred to the secondary side). The values of the voltage drops are exaggerated in this diagram for more explanation. These are in fact very small as they specify the errors which are in practice very small.

The voltage error of the potential transformer is defined as the difference of $V_2 - V'_1$ divided by V'_1; thus,

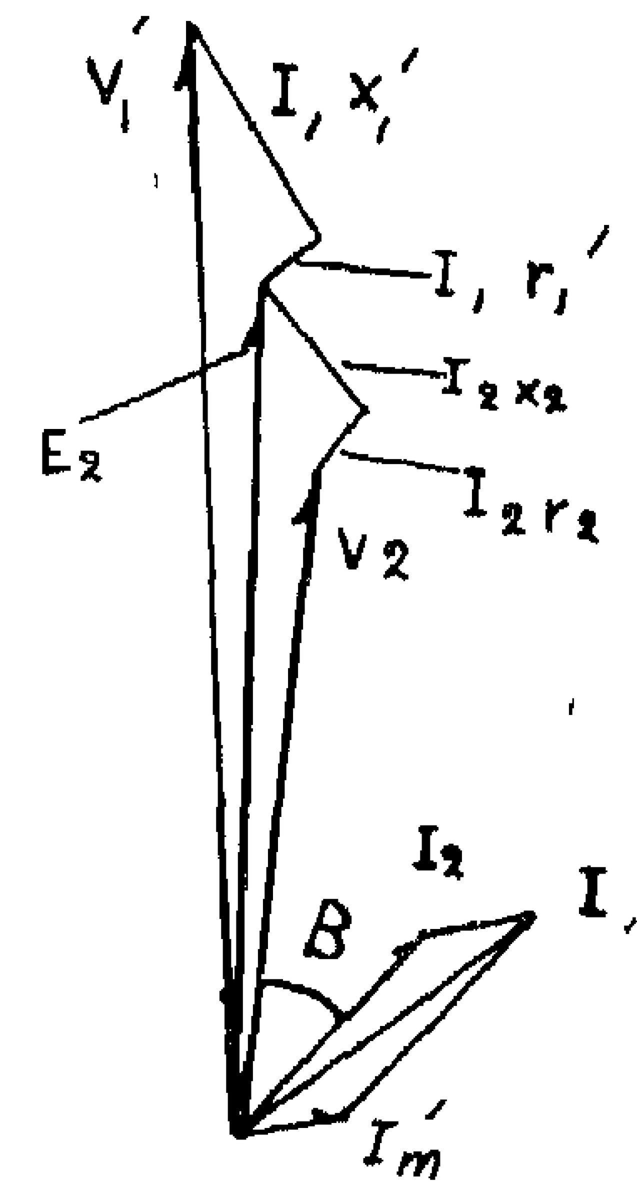


FIG. 2.—Voltage diagram of the potential transformer.

$$\triangle = \frac{V_2 - V'_1}{V_1}$$

$$= \frac{\frac{T_1}{T_2} \cdot V_2 - V_1}{V_1} \qquad \ldots\ldots (1)$$

$$(\text{since } V'_1 = \frac{T_2}{T_1} V_1)$$

A GRAPHICAL REPRESENTATION OF THE VOLTAGE AND PHASE-ANGLE ERRORS OF THE POTENTIAL TRANSFORMER

By

Dr. Ing. ALI RIFÂAT HAMDI (B.Sc., M.Sc. Dr. Ing.)
Faculty of Engineering—Alexandria University

Introduction

The well known method to find the voltage- and phase-angle errors of the potential transformer is to calculate them out of a voltage diagram for the transformer. They are calculated in this case in terms of the turns ratio and the voltage drops in the primary and secondary windings due to their impedances. In the expression for these errors appear terms of the no-load current and the secondary current of the transformer.

These errors are not found directly out of voltage diagram. This has also the disadvantage of not recognizing the change of the errors due to a change of the load burden.

In this work, the voltage and phase-angle errors will be represented on an admittance diagram for the potential transformer. Scales are constructed to give the voltage and phase-angle errors, directly from the diagram, for any loading of the transformer. A numerical example is also given to show the applicatino of this method.

The Voltage diagram of the potential transformer

The equivalent circuit of the potential transformer is shown in fig. 1. The following symbols are used :

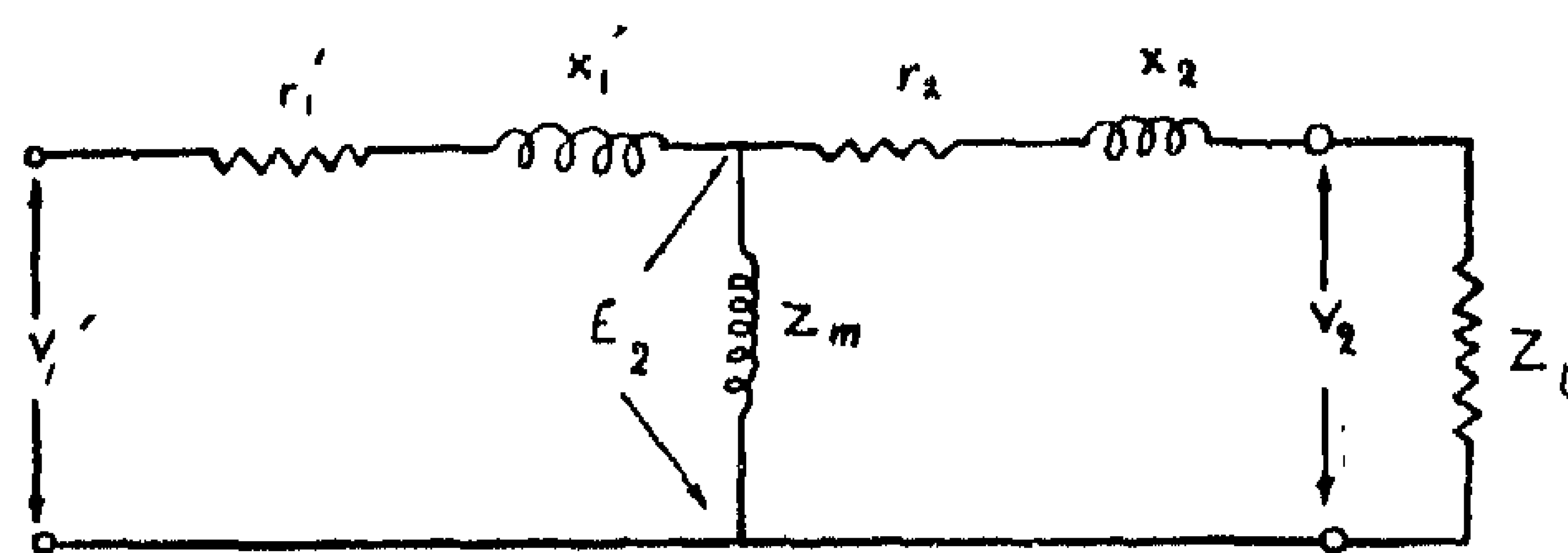


FIG. 1.—Equivalent circuit of the potential transformer.

$$V'_1 = V_1 \cdot \frac{T_2}{T_1}$$

The primary terminal voltage referred to secondary.

$$I'_1 = I_1 \cdot \frac{T_1}{T_2}$$

The primary current referred to secondary.

x = 0.4

Θ	10	20	30	40	50	60	70
R/r	2.25	1.22	0.80	0.62	0.52	0.46	0.424
X_1	2.21	1.145	0.692	0.476	0.333	0.23	0.139
μ^-	0.05	0.119	0.204	0.253	0.282	0.273	0.236
μ^- Cos Θ	0.05	0.112	0.177	0.194	0.181	0.136	0.0775
v^-	0	0.012	0.05	0.114	0.195	0.275	0.36
v^- sin Θ	0	0.004	0.025	0.073	0.150	0.238	0.339
$\mu a/2$	0.05	0.116	0.202	0.267	0.331	0.374	0.4165
μa	0.10	0.232	0.404	0.534	0.662	0.748	0.833
μ Sin Θ	0.008	0.039	0.102	0.161	0.217	0.236	0.222
v^- Cos Θ	0	0.011	0.043	0.087	0.125	0.137	0.118
$\mu t/2$	0.008	0.028	0.059	0.074	0.092	0.099	0.104
μt	0.016	0.056	0.118	0.148	0.184	0.198	0.208

x = 0.6

Θ	10	20	30	40	50	60	70
R/r	1.83	1.20	0.93	0.93	0.78	0.695	0.638
X_1	1.72	1.04	0.715	0.715	0.502	0.347	0.21
μ^-	0.065	0.127	0.783	0.783	0.23	0.261	0.26
μ^- Cos Θ	0.061	0.11	0.141	0.141	0.148	0.13	0.0852
v^-	0.002	0.019	0.055	0.055	0.113	0.181	0.281
v^- Sin Θ	0.002	0.0095	0.0345	0.0345	0.087	0.157	0.3502
$\mu a/2$	0.063	0.1195	0.1764	0.1764	0.235	0.287	0.3502
μa	0.126	0.239	0.3528	0.3528	0.470	0.574	0.7004
μ^- Sin Θ	0.021	0.063	0.118	0.118	0.176	0.226	0.248
v^- Cos Θ	0.002	0.0164	0.042	0.042	0.0725	0.090	0.093
$\mu t/2$	0.019	0.0466	0.076	0.076	0.1035	0.136	0.155
μt	0.038	0.0932	0.152	0.152	0.207	0.272	0.310

x = 1.0

Θ	30	40	50	60	70
R/r	2.0	1.56	1.30	1.155	1.065
X_1	1.73	1.20	0.835	0.577	0.35
μ^-	0.06	0.087	0.13	0.168	0.254
μ^- Cos Θ	0.052	0.0668	0.835	0.084	0.0833
v^-	0.004	0.008	0.025	0.048	0.078
v^- Sin Θ	0.002	0.0051	0.0192	0.0416	0.0733
$\mu a/2$	0.054	0.0719	0.1027	0.1256	0.1566
μa	0.108	0.1438	0.2054	0.2512	0.3132
μ^- Sin Θ	0.03	0.056	0.10	0.145	0.248
μ^- Cos Θ	0.0035	0.0061	0.016	0.024	0.0256
$\mu t/2$	0.0265	0.050	0.084	0.121	0.2224
μt	0.053	0.10	0.168	0.242	0.4448

x = 0.8

Θ	30	40	50	60	70
R/r	1.6	1.245	1.04	0.925	0.853
X_1	1.385	0.965	0.667	0.462	0.28
μ^-	0.08	0.128	0.174	0.221	0.28
μ^- Cos Θ	0.069	0.984	0.1115	0.110	0.092
v^-	0.007	0.025	0.056	0.10	0.17
v^- Sin Θ	0.003	0.016	0.043	0.087	0.16
$\mu a/2$	0.072	0.100	0.1545	0.197	0.252
μa	0.144	0.20	0.309	0.394	0.504
μ^- Sin Θ	0.04	0.082	0.1335	0.191	0.263
v^- Cos Θ	0.0061	0.0192	0.036	0.05	0.056
$\mu t/2$	0.0339	0.0628	0.0975	0.141	0.207
μt	0.0678	0.1256	0.195	0.282	0.414

x = 0.9

Θ	30	40	50	60	70
R/r	1.8	1.4	1.17	1.04	0.958
X_1	1.56	1.075	0.75	0.52	0.315
μ^-	0.063	0.106	0.15	0.194	0.278
μ^- Cos Θ	0.0545	0.0815	0.0963	0.097	0.091
v^-	0.005	0.015	0.038	0.070	0.115
v^- Sin Θ	0.002	0.0096	0.0292	0.0606	0.108
$\mu a/2$	0.0565	0.0911	0.1255	0.1576	0.199
μa	0.113	0.1822	0.251	0.3152	0.398
μ^- Sin Θ	0.032	0.068	0.115	0.168	0.261
v^- Cos Θ	0.0043	0.0115	0.0244	0.035	0.0375
$\mu t/2$	0.0277	0.0565	0.0906	0.133	0.2235
μt	0.0554	0.113	0.1812	0.266	0.447

x = 0.2

Θ	10	20	30	40	50	60	70
R/r	1.15	0.61	0.40	0.31	0.26	0.23	0.212
X_1	1.13	0.572	0.346	0.237	0.167	0.115	0.0695
μ^-	0.127	0.244	0.307	0.322	0.310	0.262	0.205
μ^- Cos Θ	0.125	0.23	0.266	0.247	0.199	0.131	0.0672
v^-	0.006	0.05	0.125	0.208	0.282	0.357	0.41
v^- Sin Θ	0.001	0.0164	0.062	0.1335	0.216	0.309	0.386
$\mu a/2$	0.126	0.2464	0.328	0.3805	0.415	0.440	0.4532
μa	0.252	0.4928	0.656	0.761	0.83	0.88	0.906
μ Sin Θ	0.022	0.08	0.153	0.206	0.238	0.227	0.193
v^- Cos Θ	0.006	0.047	0.108	0.16	0.182	0.178	0.134
$\mu t/2$	0.016	0.033	0.045	0.046	0.056	0.0490	0.059
μt	0.032	0.066	0.09	0.092	0.028	0.098	0.118

vortex sheet presentation leads to the familiar momentum theory conclusion that the induced axial velocity at thescrew disc is half its value far downstream.

By assuming a uniform circumferential thrust distribution and further by neglecting the rotation of the propeller race, the problem is reduced to an axis-symmetrical one. The induced velocity at any point in space was consequently expresed by two components, namely, the radial u^- towards the propeller centre and the normal to it v^-. These velocities were then computed in the form of the ratio $\frac{u^-}{\overline{|}_1}$ and $\frac{v^-}{\overline{|}_1}$, retaining the original rotations, with

$\overline{|}_1$ being the ultimate axial velocity far downstream as known from Korvin-Kroukovsky's results the axial induced velocity component $u_a = (u^- \cos \Theta + v^- \sin \Theta)$ and the result computed for the various radii as well as for the portion between upstream and the screw disc are demonstrated on (Fig. 7). Moreover, the axial distribution of the axial induced velocity, for the portion between upstream and downstream, represented in the form of a factor (being unity at the screw disc) is shown on (Fig. 8). This is justified since the problem has been reduced, through the assumptions made, to an axis symetrical one.

APPENDIX V

In the following tables the calculated values are given for both the axial as well as the tangential induced velocities as deduced from the values obtained from both (Fig. 17) and (Fig. 18) which were reproduced from reference 9. (Fig. 7) and (Fig. 10) of the text representing both the axial and the tangential induced velocity distributions were drawn from values obtained from these tables. Both figures, however, are used as basis for the calculation of the axial diagrams treated in the text.

$x = 0.7$

Θ	30	40	50	60	70
R/r	1.4	1.09	0.912	0.81	0.745
X_1	1.245	0.837	0.585	0.405	0.244
μ^-	0.10	0.152	0.20	0.244	0.275
$\mu^- \cos \Theta$	0.0866	0.117	0.1284	0.122	0.09
v^-	0.012	0.037	0.081	0.138	0.228
$v^- \sin \Theta$	0.006	0.0237	0.0622	0.119	0.214
$\mu a/2$	0.0926	0.1407	0.1906	0.241	0.304
μa	0.1852	0.2814	0.3812	0.482	0.608
$\mu^- \sin \Theta$	0.05	0.096	0.152	0.211	0.258
$v^- \cos \Theta$	0.0104	0.0283	0.052	0.069	0.0747
$\mu t/2$	0.04	0.0677	0.100	0.142	0.1833
μt	0.08	0.1354	0.200	0.284	0.3666

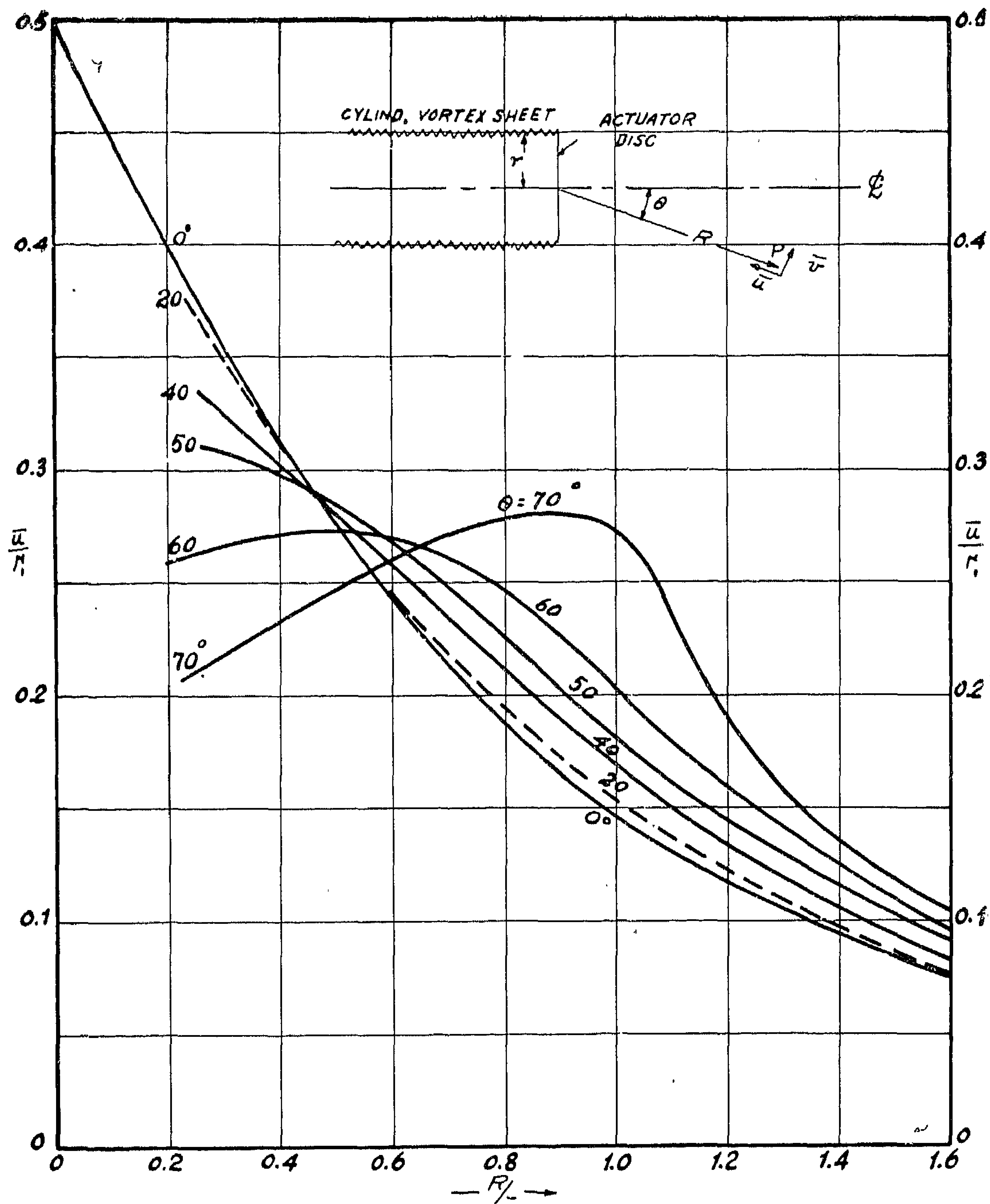

CYLIND. VORTEX SHEET
ACTUATOR DISC
θ = 70°
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
R/r

FIG. (18)

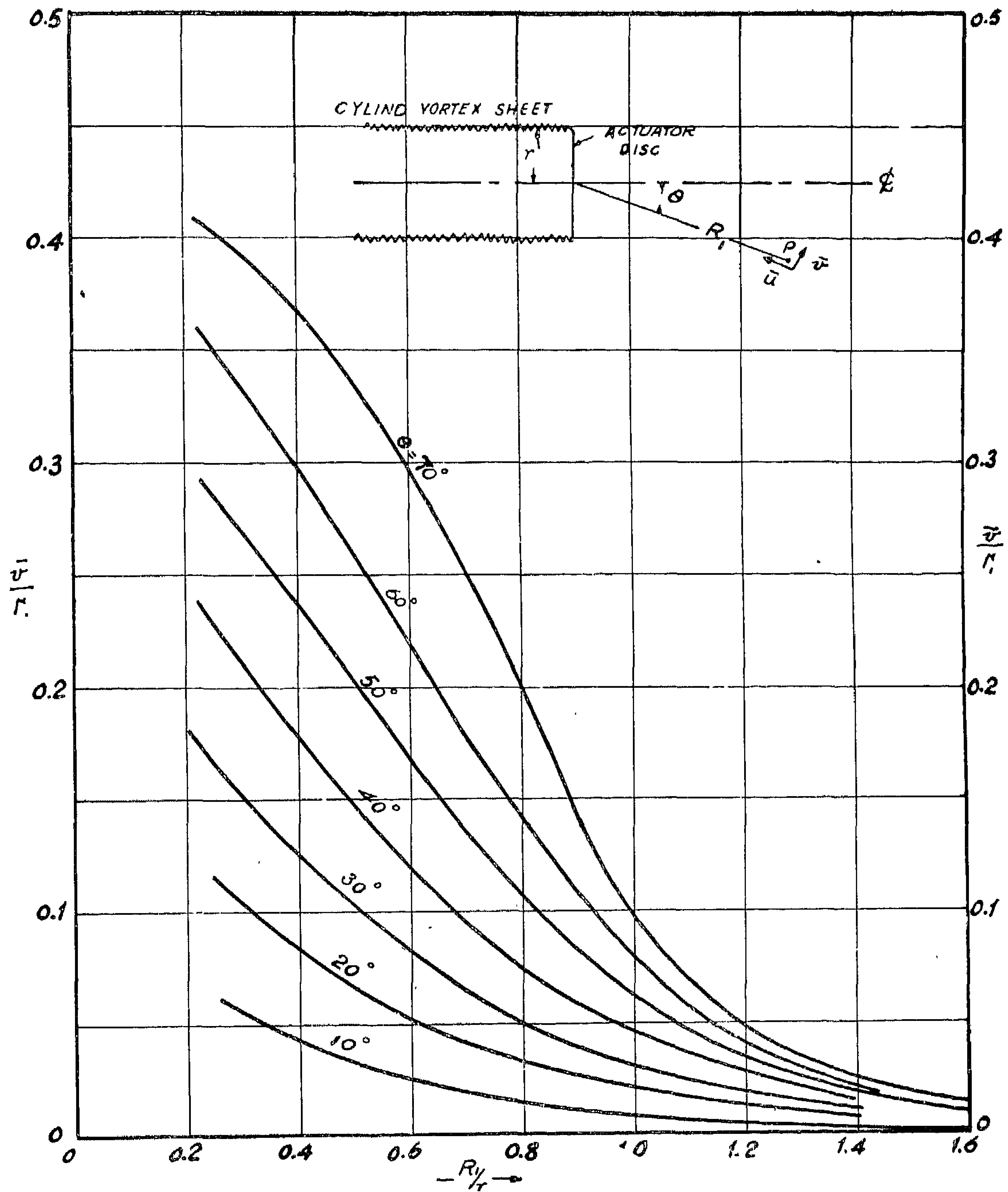

CYLIND VORTEX SHEET
ACTUATOR DISC
r
θ
R₁
P
v̄
ū
℄
θ = 70°
60°
50°
40°
30°
20°
10°
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
v̄/r
— R₁/r →

FIG. (17)

This hypotheses, however, applies sufficiently close in the case where extreme values of v_a and v_t are not much different from the mean velocities V_a and V_t.

In order to have some idea regarding the relative order of magnitude of the ratio of local axial velocities to the mean axial velocities along a screw blade; (Fig. 15) has been calculated taking into consideration the condition of normality of both local and mean velocities to their relative resultant velocities.

That is :—

$$v_a = \frac{-V_e + \sqrt{V_e^2 + 4\,wr\,v_t - 4\,v_t^2}}{2}$$

$$\text{and } V_a = \frac{-V_e + \sqrt{V_e^2 + 2Nw\,rVt - M\,N\,V_t^2}}{2\,N}$$

$$\text{Where } N = 1 + \tfrac{1}{2}\left[\frac{v_a \text{ maxi}}{V_a} - 1\right]$$

$$\text{and } M = \frac{2\,(v_t) \text{ maxi}}{V_t}$$

If, however, the simplification is introduced that M=N=1 : the results of the last equation will not be much affected except may be at the points which are very near to the blade tips as demonstrated by (Fig. 15). Such simplification represents the case of a propeller with infinite number of blades where the local velocities are equal to the mean velocities. Meanwhile, for the finite number of blades, the extreme local axial velocities are shown to depart from their mean velocities as the pitch of the vortices increases. It should be noted, however, that the axial velocities shown on Fig. 15 are only these relative to the propeller plane.

For the evaluation of the axial induced velocities as we depart from the propeller plane (Fig. 8) of reference (8), sites an example showing the result of calculation carried out by Guilloton for the o.9R section of a three bladed propeller having a constant vortex pitch. A certain distortion is the velocity diagram is observed near the propeller plane, whereas, such distortion disappears at infinity. The variations of the local velocities v_a are assumed to follow some sinusoidal law between the blades which is affected in some way by the variations of the velocity v_a at the infinity.

On (Fig. 16), the variations resulting from Guilloton's previous figure are traced along the propeller axis, in both directions, departing from the propeller plane. The upper and lower envelope of such variations are, however, shown on (Fig. 16) together with the resulting mean velocity curve. This latter demonstrates a gradual increase in the mean axial velocities from zero far upstream to twice its value at the screw disc far downstream, which result is in good agreement with the previous theoretical results in the case of both the finite and the actuator disc.

Moreover, by analogy with what happens in the solenoids, the axial distribution of the axial velocities, were evaluated by Guilloton and shown on (Fig. 6) in the form of a factor.

APPENDIX IV

Calculations by Korvin-Kroukovsky :—

In order to derive the equations of fluid flow based on the vertex theory, Korvin-Kroukovsky assumes, in his presentation (9), (10), a propeller with an infinite number of blades and of low pitch angle. This amounts to neglecting both the velocity fluctuations induced by a finite number of blades and the rotation of the pdropeller race.

As far as the thrust and mean inflow velocities are concerned, the action of the propeller is represented by a single cylindrical tip vortex sheet extending from the propeller disc to infinity, downstream. This representation, in turn, is equivalent to the representation of the propeller by an actuator disc in the momentum theory in that it indicates uniform axial flow as well as uniform thrust distribution over the disc. Moreover, the cylindrical

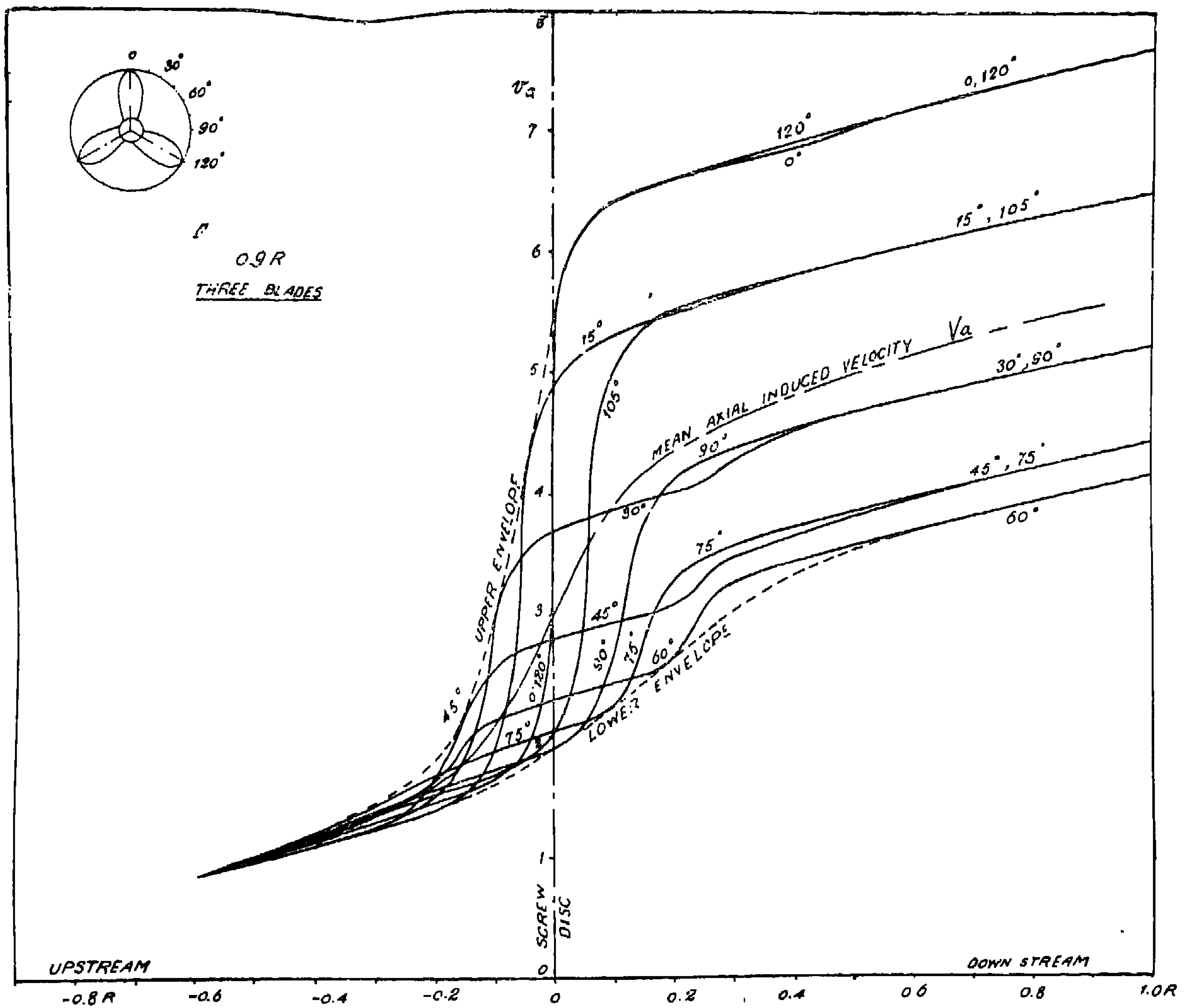

0.9R
THREE BLADES
Va
MEAN AXIAL INDUCED VELOCITY Va
UPPER ENVELOPE
LOWER ENVELOPE
SCREW DISC
UPSTREAM
DOWN STREAM
0,120°
75°, 105°
30°, 90°
45°, 75°
60°

FIG. (16)

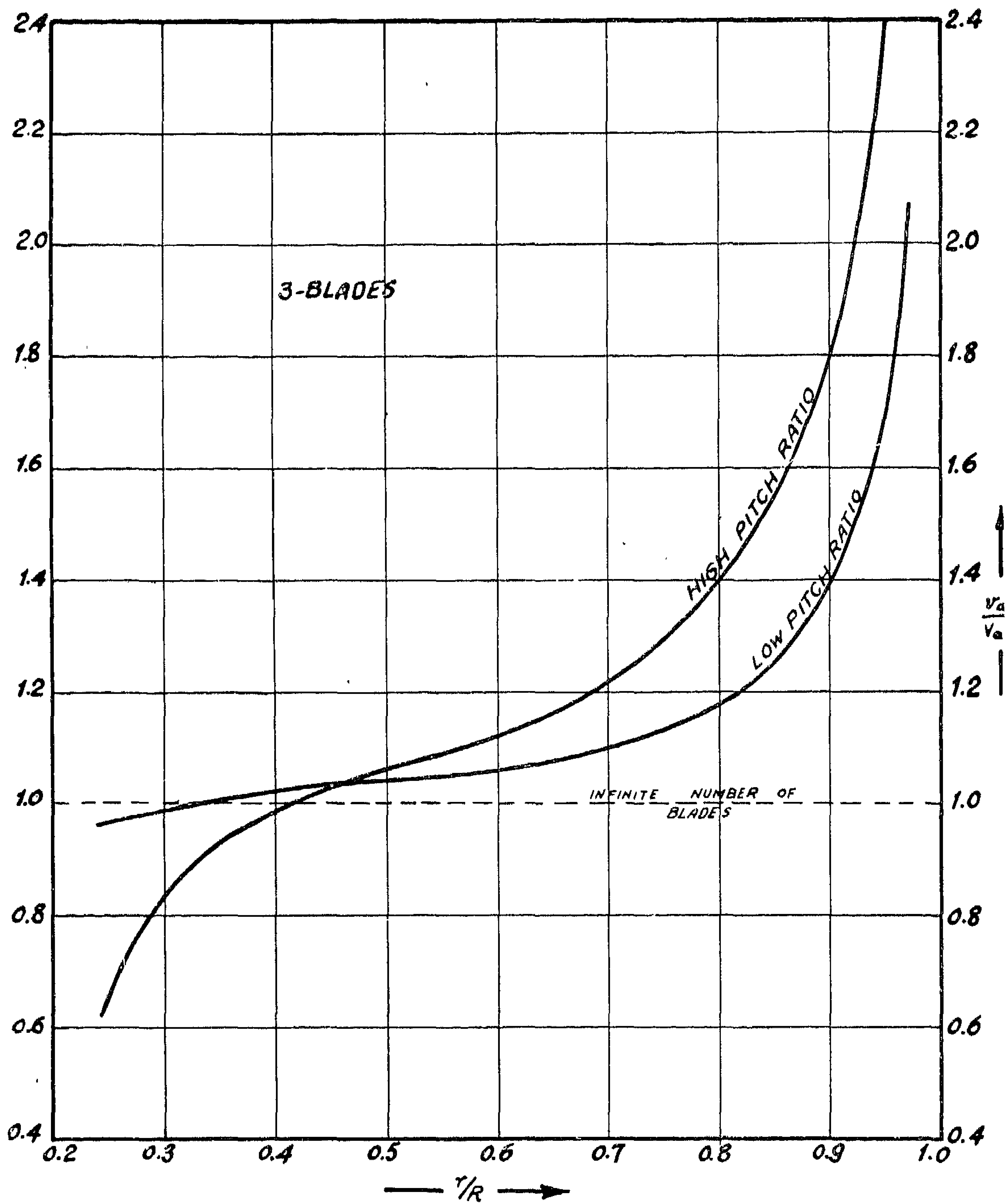

3-BLADES
HIGH PITCH RATIO
LOW PITCH RATIO
INFINITE NUMBER OF BLADES
2.4
2.2
2.0
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
r/R
$\frac{v_a}{V_a}$

FIG. (15)

produce axial velocity, components, it follows that the integration over the velocity fields of these ring vortices result in the determination of the axial induced velocity at any point in the flow. Nevertheless such integrations were considered labourious.

Lerbs, however, assumes for the inflow that the field of a semi-infinite row of ring vortices can be considered identical with that of a distribution of sinks over the disc which is taken symmetrical about the axis. With the use of such sink-discs scheme, the variation of the axial induced velocity component at any position in the flow in front of the screw disc was approximately determined. Such variation represented in the form of a factor g_a (7) ; was expressed, when considering the velocity potential of a sink disc, by the following polynomial. —

Retaining Lerbs notations we get :—

$$g_a = 1 - \cos\Theta \left[\frac{1}{2}\frac{1}{b^2} - \frac{3}{8}\frac{1}{b^4} P_2 + \frac{5}{16}\frac{1}{b^6} P_4 - \frac{35}{128}\frac{1}{b^8} P_6 +- \ldots \right]$$
$$+ \sin\Theta \left[\frac{1}{8}\frac{1}{b^4} P'_2 - \frac{1}{16}\frac{1}{b^6} P'_4 + \frac{5}{128}\frac{1}{b^8} P'_6 - + \ldots \right]$$

For $b > 1$

and :—

$$g_a = 1 - \cos\Theta \left[P_1 - b P_2 + \tfrac{1}{2} b^3 P_4 - \tfrac{3}{8} b^5 P_6 + - \ldots\ldots\ldots\ldots \right]$$
$$+ \sin\Theta \left[P'_1 - \tfrac{1}{2} b P'_2 + \tfrac{1}{8} b^3 P'_4 - \tfrac{1}{16} b^5 P_6 + - \ldots \right]$$

For $B < 1$

Where the function P_n is the Legendre Polynomial of the argument

$$\cos\Theta = \frac{d/R}{b} \text{ with } b = \sqrt{x^2 + (d/R)^2}$$

d-being the axial distance along the flow.

When drawn on a base of d/R, for various blade radii the g_a factor was shown to increase from zero at the screw disc to a value of unity far downstream. It should be noted however, that the function h, introduced also by Lerbs (6) for the 0.7 radius section was calculated on the basis of a similar procedure.

Moreover, for the flow upstream, the assumption is made that the ratio of increase of the axial induced velocity is symmetrical about the disc, which assumption complies with the general character of the axial velocity, namely ,a continuous increase from zero far upstream to twice its value at the screw disc is the ultimate wake.

On such assumption (Fig. 5) was traced.

APPENDIX III

Calculation by Guilloton :

In his treatment, Guilloton (8), considers that the trailing vortices shed by the propeller blades have constant pitches and that they roll on cylinders of constan tradii. Moreover, the screw is assumed to be working in a fluid for which the velocity is such that the relative velocities between it and the blade changes at each angle of rotation.

Retaining Guillotons notations, a propeller working in a fluid in which the local velocities v_a and v_t vary from one point to another is, however, assumed to give the same characteristics as a propeller working in a fluid in which the velocities are constant and equal to the mean local velocities V_a and V_t.

In other words, the mean axial velocity can be defined as follows :

$$V_a = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} v_a \, dx.$$

and consequently the mean tangential velocity

$$V_t = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} v_t \, dx.$$

6. Lerbs, H. W. : "Propeller Pitch Correction Arising from lifting Effect", D.T.M.B. Report No. 942, 1955.

7. Lerbs, H. W.: "Ueber Gegenlaüfige Schrauben Geringsten Energieverlustes in Radial Ungleichförmigen Nachstrom", Schiffstechnik, 1954.

8. Guilloton, R.: "Les Doubles d'Hélices", S.E.R.M.I. Paris, 1947.

9. Korvin-Kroukovsky, B. W. : "Stern Propeller Interaction with a streamline body of Revolution", Inst. S. P., vol. 3, No. 17, 1956.

10. Korvin-Kroukovsky, B. V. : "On Propeller-Hull Interaction". Stevens Inst. of Technology T.M., No. 114, June 1956.

11. Tachmindji, A. J. : "The Axial Velocity Field of an Optimum Infinitely Bladed Propeller", D.T.M.B. Report No, 1294, Jan. 1959.

12. Morgan, W. B. : "The Design of Counter rotating Propellers Using Lerbs' Theory", Trans. S.N.A.M.E., 1960.

13. SAUNDERS, H. E. : "Hydrodynamics in Ship Design", Vol. I and II, S.N.A.M.E., 1957.

14. Weissinger, J. : "The lift Distribution of Swept Back Wings", N.A.C.A. T.M. No. 1120, 1947.

15. Lerbs, H. W. : Contra Rotation Optimum Propellers Operating in a Radially Non Uniform Wake", D.T.M.B. Report 941, May 1955.

APPENDIX I

Calculations by Gutsche :—

The procedure given by Gutsche (5) for the calculation of the axial distribution of the axial induced velocities is summarized here, reference being made to Gutsche's figure and his notations retained.

The induced velocity component dc at point P. of radius r, situated at a distance ϱ from a free vortex element (Γ ds) on a circle of radius R is expressed by means of the Biot-Savart Law as follows :

$$d_c = (\Gamma \, ds) \times \frac{\sin \Phi}{4 \pi \varrho^2}$$

and its axial component is given by :

$$d C_a = \Gamma \, ds \, \frac{\sin \Phi}{4 \pi \varrho^2} \sin \Psi$$

From which one arrives at

$$C_a = \frac{\Gamma}{4 \pi R} \int_0^{2\pi} \int_{x/R}^{\infty} \frac{1 - r/R \cos \Theta}{[(x/R)^2 + 1 + (r/R)^2 - 2r/R \cos\Theta]^{3/2}} \, d\Theta \, . \, d(x/R)$$

After solving the double integration for the different radial and axial positions the result was then presented graphically and is reproduced os (Fig. 4) in the form of and axial velocity factor.

APPENDIX II

Calculations by Lerbs :—

In his treatment of the same problem Lerbs considers a propeller with an infinite number of blades. The free vortex associated with such propeller is assumed to be resolved, at any radius, into two systems of semi-infinite vortices. One system being perpendicular to the axis, constitutes a semi-infinite row of ring vertices while the other, being parallel to the axis, constitutes straight vortices of semi-infinite length (6). Since only the ring vortices

It is of interest to note here that the axial diagram thus constructed could be compared qualitatively with the results deduced from Voigt's experiments given previously on (Fig. 3). Although Voigt's results were given for one propeller only and at one particular loading ; yet it shows in turn similar trends with the axial induced velocity diagram drawn previously.

Moreover, it would required similar experimental work in order to shiw the degree of quantitative correlation between the theoretical axial diagrams thus obtained and their corresponding experimental results.

The Axial Diagram of the Tangential Induced Velocity :—

The axial diagram of the tangential induced velocity is drawn in exactly the same way as that of the axial induced velocity treated previously. Use is made of the tangential induced velocity lift line values (Fig. 12) ; while adopting their corresponding axial distribution along the slipstream shown in (Fig. 10-a) and given on table II.

The calculations for the axial diagram of the tangential induced velocity are, however, given on table V and drawn of (Fig. 14) for the A.B.C. ship propeller treated here.

Through the use of such axial diagram the tangential induced velocity at any point along the shipstream could thus be readily lifted up.

Conclusions :—

We have presented in this paper a semi-graphical method, based on theoretical assumptions, for the construction of the axial diagrams of both the axial as well as the tangential induced velocities, for marine propellers. The assumptions made were :—

1. A propeller is assumed having an infinite number of blades of uniform loading. Optimum loading could also be treated similarly.
2. The action of such propeller is represented by a semi-infinite cylindrical tip vortex sheet.
3. The rate of increase in an axial direction of the axial induced velocity is symmetrical about the propeller disc—or lift line in this case—with a continuous increase from zero far upstream to a value in the ultimate wake twice the value at the screw disc.
4. The bound vortex, representing the lift line, is assumed to be situated at the one-quarter chord point following Weissinger's work (14).
5. A discontinuity of the axial distribution of the tangential induced velocity is assumed at the one-quarter chord point which is zero in front of this point and equals twice its value behind (6). However, for the sake of construction the tangential diagrams this condition was slightly modified.

The construction of the axial diagrams for both the axial as well as the tangential induced velocities allow us to compute the value of both velocities at any point along the slipstream of marine propeller.

REFERENCES :

1. Van, Manen, J. D., and Sentic, A. : "Contra Rotating Propellers", Trans. I.N.A. 1956.
2. Schoenherr, K. E. : "Propulsion and Propellers", P.N.A., 1939 vol. II, chap. III.
3. Theodorsen, T. : "Theory of Propellers", Mac Graw-Hill Book Co. Inc. 1948.
4. Voigt, H. : "Strömungsmessungen an freifahrenden Schrauben", Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft, 1933.
5. Gutsche, F. : "Die Induktion der Axialen Strahlzusatzgeschwindigkeit in der Umgebung der Schraubenebene", Schiffstechnik 1955-56.

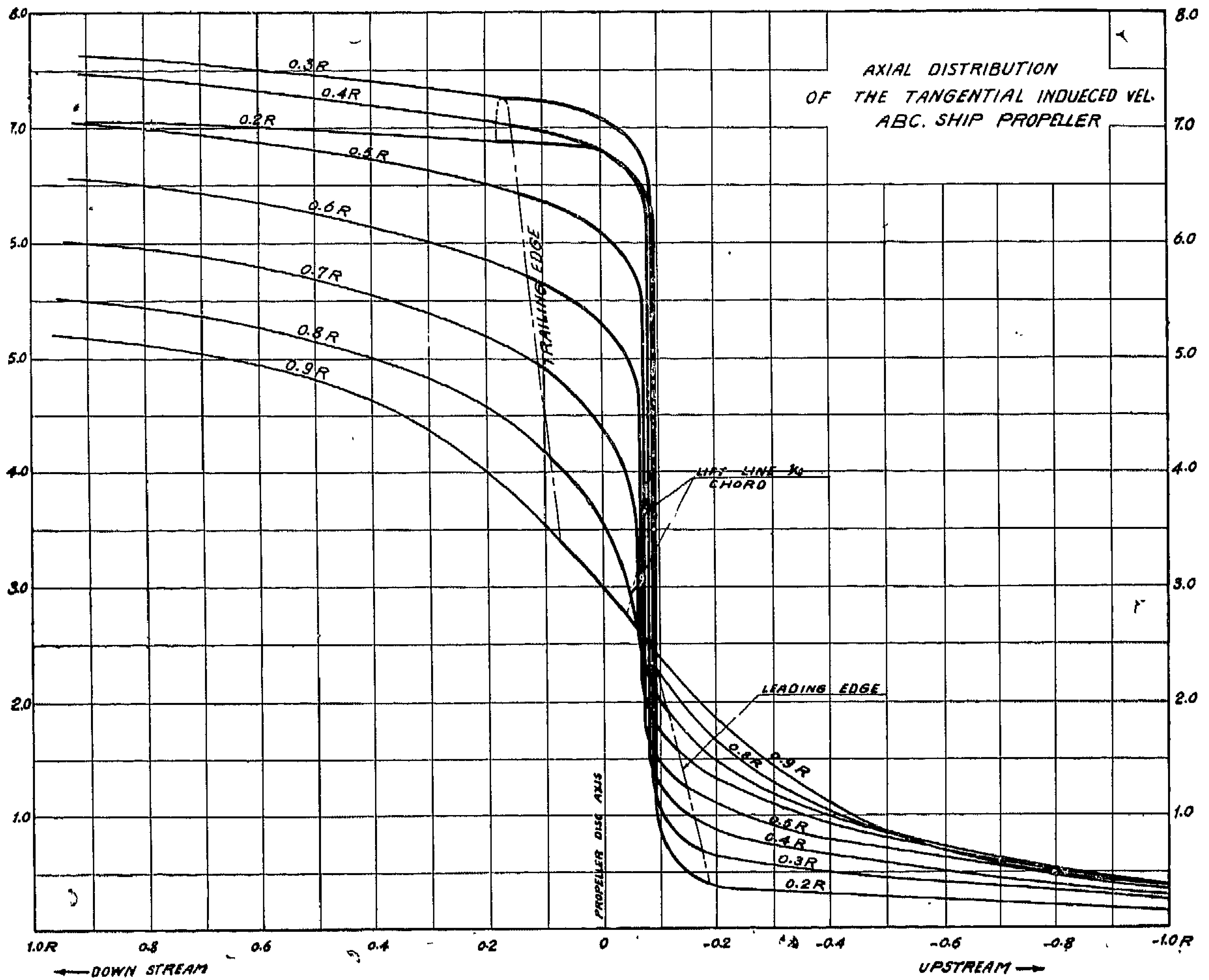

AXIAL DISTRIBUTION
OF THE TANGENTIAL INDUECED VEL.
ABC. SHIP PROPELLER
0.3R
0.4R
0.2R
0.5R
0.6R
0.7R
0.8R
0.9R
TRAILING EDGE
LIFT LINE ½ CHORD
LEADING EDGE
PROPELLER DISC AXIS
DOWN STREAM
UPSTREAM

FIG. (14)

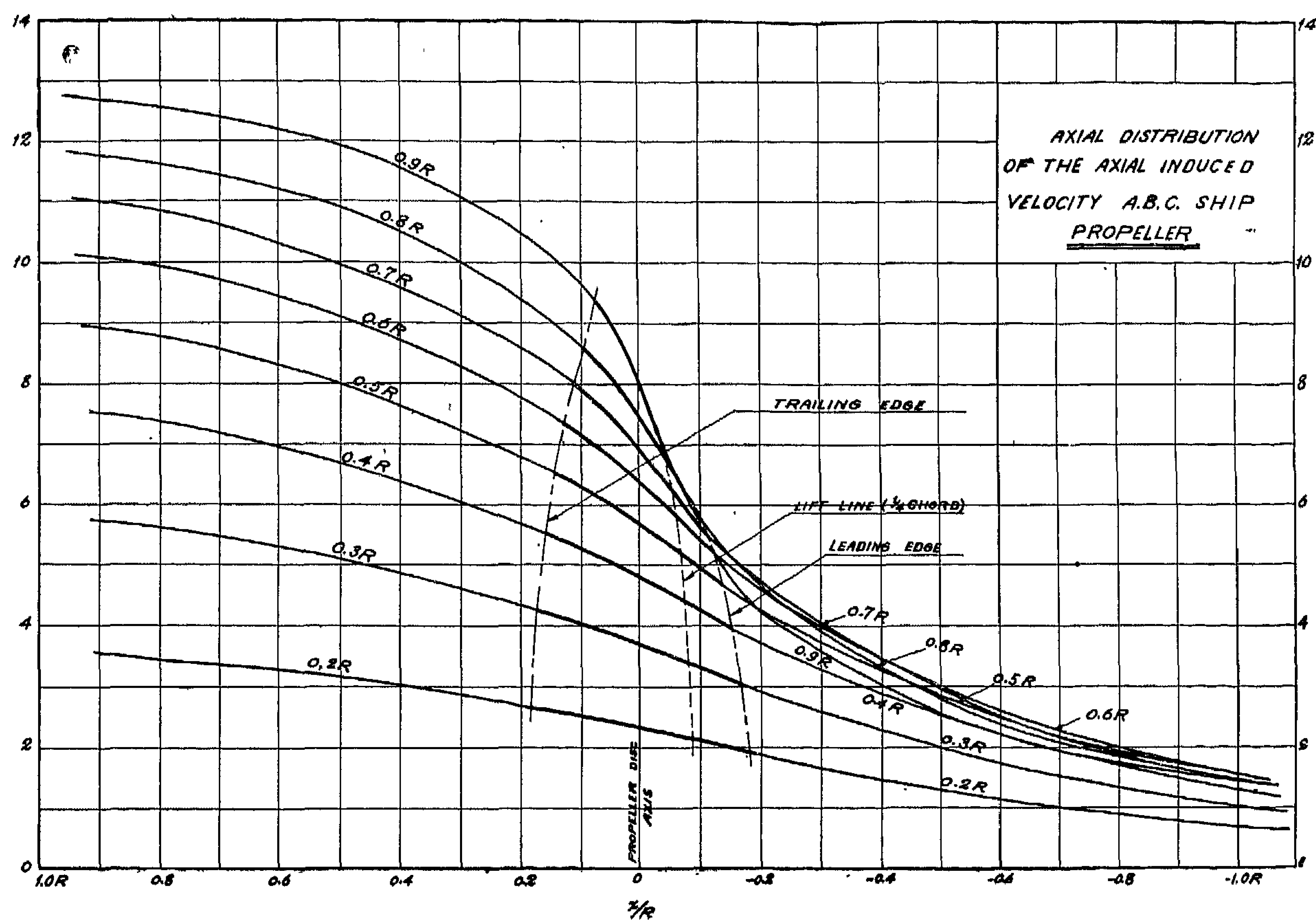

AXIAL DISTRIBUTION OF THE AXIAL INDUCED VELOCITY A.B.C. SHIP PROPELLER
TRAILING EDGE
LIFT LINE (¼ CHORD)
LEADING EDGE
PROPELLER DISC AXIS
0.9R
0.8R
0.7R
0.6R
0.5R
0.4R
0.3R
0.2R
x/R

FIG. (13)

TABLE IV

AXIAL DISTRIBUTION OF THE AXIAL INDUCED VELOCITY
A.B.C. SHIP PROPELLER— UNIFORM LOADING

x	1.0	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0	—0.1	—0.2	—0.3	—0.4	—0.6	—0.8	—1.0
0.2	3.564	3.310	3.180	2.820	2.670	2.510	2.320	2.081	1.850	1.660	1.490	1.340	0.980	0.765	0.603
0.3	5.740	5.480	5.125	4.560	4.330	4.040	3.730	3.328	2.930	2.610	2.330	2.100	1.547	1.199	0.935
0.4	7.560	7.200	6.750	6.060	5.740	5.360	4.900	4.358	3.810	3.360	2.970	2.66	1.975	1.529	1.180
0.5	8.950	8.600	8.090	7.320	6.910	6.450	5.880	5.158	4.440	3.870	3.400	2.990	2.223	1.705	1.350
0.6	10.120	9.750	9.220	8.400	7.940	7.390	6.720	5.795	4.875	4.200	3.650	3.190	2.362	1.825	1.445
0.7	11.05	10.71	10.18	9.340	8.840	8.210	7.460	6,267	5.080	4.320	3.700	3.200	2.329	1.820	1.475
0.8	11.820	11.510	11.050	10.230	9.700	9.030	8.170	6.642	5.110	4.250	3.590	3.050	2.184	1.725	1.399
0.9	12.76	12.48	12.1	11.34	10.85	10.21	9.22	7.091	4.960	3.970	3.330	2.840	2.040	1.685	1.364

TABLE V

AXIAL DISTRIBUTION OF THE TANGENTIAL
INDUCED VELOCITY— A.B.C. SHIP PROPELLER

x	1.0	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0	—0.1	—0.2	—0.3	—0.4	—0.6	—0.8	—1.0
0.2	7.090	7.050	6.990	6.940	6.900	6.880	6.840	3.614	0.397	0.361	0.326	0.296	0.246	0.181	0.144
0.3	7.640	7.550	7.460	7.320	7.290	7.240	7.140	3.923	0.688	0.590	0.531	0.376	0.392	0.311	0.232
0.4	7.480	7.380	7.280	7.150	7.090	6.990	6.860	3.884	0.914	0.777	0.680	0.621	0.397	0.388	0.292
0.5	7.050	6.950	6.810	6.640	6.590	6.400	6.200	3.683	1.179	0.977	0.829	0.737	0.571	0.435	0.332
0.6	6.551	6.450	6.270	6.050	5.920	5.690	5.460	3.441	1.425	1.170	0.981	0.844	0.620	0.448	0.344
0.7	6.010	5.910	5.740	5.460	5.280	5.060	4.690	3.181	1.671	1.305	1.085	0.899	0.637	0.449	0.350
0.8	5.510	5.410	5.230	4.920	4.710	4.400	3.885	2.936	1.980	1.470	1.159	0.945	0.646	0.454	0.352
0.9	5.190	5.090	4.900	4.540	4.240	3.850	3.361	2.763	2.165	1.690	1.300	0.996	0.645	0.449	0.346

For the case of the A.B.C. ship propeller whose particulars are :—

Diameter	20 Ft.
Propeller R.P.M.	97.2
E.H.P.	10,078
Ship speed	20,5 knots.

Both radial distributions are shown on (Fig. 12) and given on table (III). These lift line values are assumed to be concentrated at the one quarter-chord point; following Weissinger's assumptions (14). On (fig. 13), these axial induced velocity values were plotted, at their respective position as represented by the "$\frac{1}{4}$ chord lift line" on that diagram.

TABLE III

x	l	Sin β_i	x′	Ua	Ut
0.2	4.24	0.866	0.091	2.081	3.614
0.3	4.47	0.762	0.085	3.328	3.926
0.4	4.69	0.665	0.078	4.358	3.884
0.5	4.86	0.581	0.070	5.158	3.683
0.6	5.01	0.510	0.064	5.179	3.441
0.7	5.09	0.452	0.056	6.267	3.181
0.8	5.06	0.403	0.049	6.642	2.936
0.9	4.38	0.363	0.039	7.091	2.763

where :

$$x' = \frac{l}{4\ R} \sin \beta_i$$

Meanwhile, the axial position of the lift line at each radius is represented here by $x' = \frac{L}{4\ R} \tan \beta_i$ and is calculated on (table III) for that particular propeller.

By adopting the axial induced velocity distribution along the slipstream shown on (Fig. 7) and given on (table I) and starting from the lift line values representing unity the axial distribution of the axial induced velocities at each blade radius are then calculated (table IV.) These values were the drawn on (fig. 13) on each side of the lift line and the lines representing both the leading and trailing edges were next traced, in order to confine the axial induced velocity distribution at each radius to its corresponding blade width. However, the regions forward and aft of both the leading and trailing edge lines represent the regions where the stern of the ship and its rudder are located respectively. The axial induced velocity at any point along the blade chord and even at any other point outside that region along the slipstream can therefore be readily lifted from such diagram.

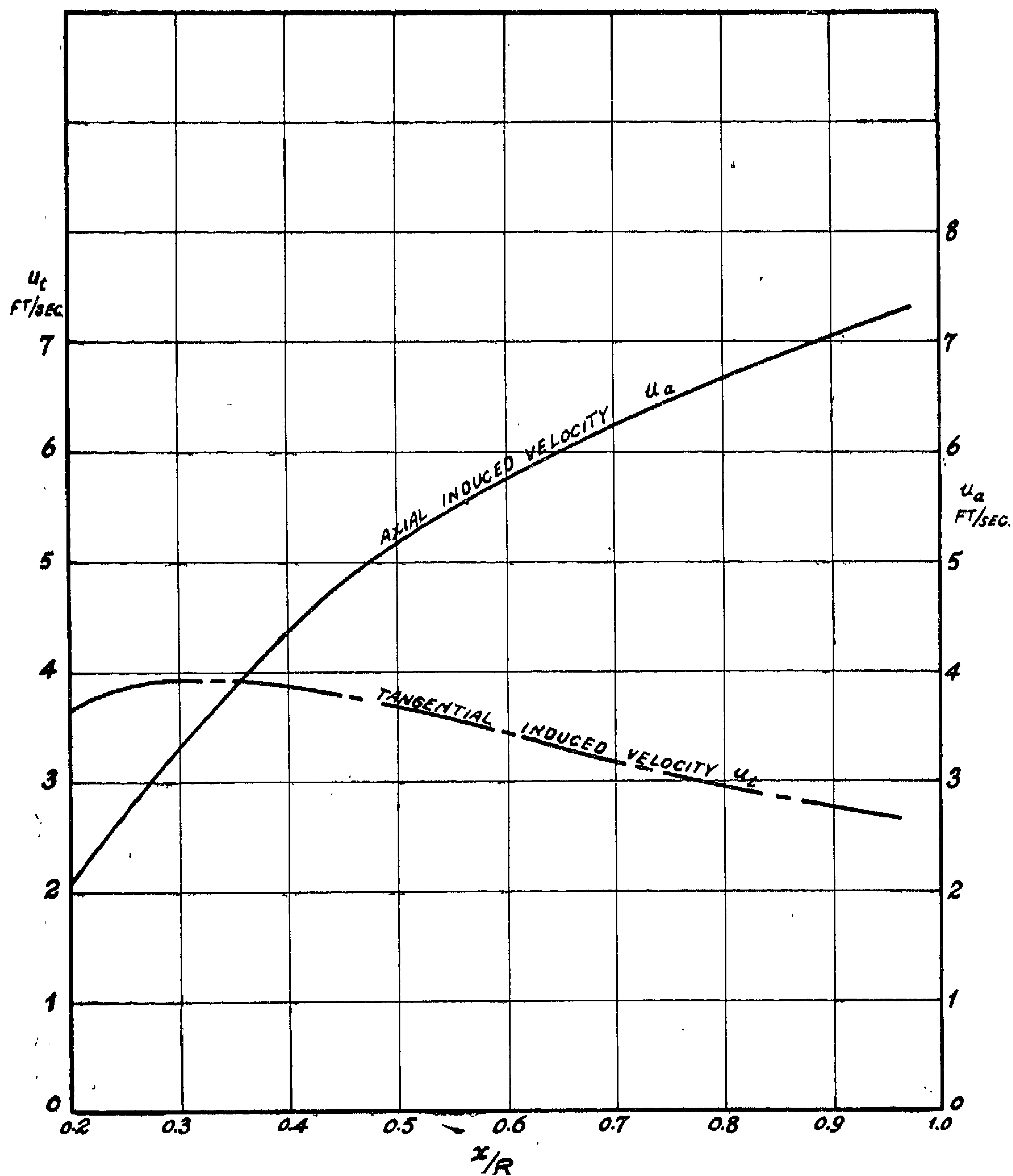

u_t
FT/SEC
u_a
FT/SEC.
AXIAL INDUCED VELOCITY u_a
TANGENTIAL INDUCED VELOCITY u_t
0
1
2
3
4
5
6
7
8
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
x/R

FIG. (12)

THE AXIAL DISTRIBUTION OF THE TANGENTIAL INDUCED VELOCITIES :—

(i) Uniform Loading :—

In his theoretical treatment, Lerbs (6) made certain assumptions as regards the axial distribution of both the axia land the tangential induced velocities. Whereas the axial induced velocity was assumed to vary continuously being unity at the lift line, a discontinuity was assumed for the tangential induced velocity to take place at the lift line.

The tangential induced velocity was considered zero upstream and twice its lift line value just behind that point. Moreover, theoretical calculations for the axial distribution of the tangential induced velocity is lacking.

However, Korvin-Kroukovsky work (9, 10) lend itself useful in that respect. In the appendix of this paper a treatment is given to how use was made of Korvin-Kroukovsky's work in order to arrive at both the axial as well as the tangential induced velocity distributions for the case of uniform loading. It was shown previously that the axial induced velocities as deduced from Korvin-Kroukovskys' work was in close agreement with those given by Gutsche, Lerbs, and Guilloton. It thus follows that the deduced axial distributions for the tangential induced velocities from Korvin-Kroukovsky, for the uniform loading case, could be similarly considered to fairly represent that case. Moreover, and in what follows, we are going to adopt the axial distributions of the tangential induced velocities as deduced from Korvin-Kroukovsky as basis for the construction of the axial diagrams of the tangential induced velocities treated later in the text.

The deduced work for the tangential induced velocities is given on (Fig. 10). However, on (Fig. 10-a) a modified form of that figure is presented in a way to render the continuity of the axial diagrams which are to be constructed later. The modified values are given in tabular form on table (II).

(ii) Optimum Loading :—

It should be mentioned here that for the case of optimum loading over the propeller blade, the axial distribution of the tangential induced velocity could be calculated at different values of λi; through the extension of Tachmindji's work (II).

The results could, in turn, be used as basis for the calculation of the axial diagrams in place of both the axial and the tangential velocity curves used for the uniform loading case treated previously and given on (Fig. 7) and (Fig. 10) respectively.

A sample calculation for the previous value of $\frac{1}{\lambda i} = 3$ has been carried out and is given on (Fig. 11).

Moreover, for the optimum loading case, and as mentioned before it is required that such curves be drawn for each propeller and at the corresponding λi value, whereas if we adopt the uniform loading condition only one set of curves can be used for all propellers.

It would be of interest to carry out both calculations for a number of propellers in order to estimate the difference which might exist between both cases.

Meanwhile, we are going here to consider only the uniform loading case.

The Axial Diagram for the Axial Induced Velocity :—

In what follows an attempt is made to construct, for a given propeller, an axial induced velocity diagram along its axis and at each blade radius.

In order to demonstrate the procedure of constructing such a diagram for the A.B.C., transom-stern, ship propeller (13); both the axial as well as the tangential induced velocities are first calculated, at each radius, by means of the lift line theory.

TABLE (I)

AXIAL DISTRIBUTION OF THE AXIAL INDUCED VELOCITY —KORVIN KROUKOVSKY

x	1	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0	—0.1	—0.2	—0.3	—0.4	—0.6	—0.8	—1
0.2	1.710	1.632	1.525	1.380	1.296	1.202	1.110	1.000	0.890	0.798	0.704	0.620	0.475	0.368	0.290
0.3	1.720	1.641	1.535	1.388	1.305	1.211	1.115	1.000	0.885	0.789	0.695	0.612	0.465	0.360	0.280
0.4	1.730	1.650	1.548	1.399	1.313	1.219	1.120	1.000	0.880	0.781	0.687	0.601	0.452	0.350	0.270
0.5	1.739	1.666	1.567	1.430	1.343	1.250	1.135	1.000	0.865	0.750	0.657	0.570	0.433	0.334	0.261
0.6	1.750	1.684	1.590	1.466	1.384	1.280	1.156	1.000	0.844	0.720	0.616	0.531	0.410	0.316	0.250
0.7	1.765	1.710	1.679	1.518	1.443	1.346	1.200	1.000	0.800	0.654	0.557	0.482	0.371	0.290	0.235
0.8	1.789	1.740	1.670	1.580	1.512	1.410	1.253	1.000	0.747	0.590	0.488	0.420	0.330	0.260	0.211
0.9	1.805	1.762	1.710	1.641	1.593	1.521	1.340	1.000	0.660	0.469	0.407	0.359	0.290	0.238	0.195

TABLE II

TANGENTIAL INDUCED VELOCITY DISTRIBUTION UNIFORM LOADING— KORVIN-KROUKOVSKY

x	1	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0	—0.1	—0.2	—0.3	—0.4	—0.6	—0.8	—1.0
0.2	1.960	1.950	1.932	1.918	1.910	1.900	1.890	1.000	0.110	0.100	0.090	0.082	0.068	0.050	0.040
0.3	1.941	1.921	1.900	1.879	1.865	1.850	1.825	1.000	0.175	0.150	0.135	0.121	0.100	0.079	0.059
0.4	1.925	1.900	1.872	1.840	1.825	1.800	1.765	1.000	0.235	0.200	0.175	0.160	0.128	0.100	0.075
0.5	1.910	1.882	1.845	1.800	1.785	1.735	1.680	1.000	0.320	0.265	0.225	0.200	0.155	0.118	0.090
0.6	1.900	1.870	1.820	1.755	1.715	1.650	1.585	1.000	0.415	0.340	0.285	0.245	0.180	0.130	0.100
0.7	1.890	1.858	1.800	1.718	1.660	1.590	1.475	1.000	0.525	0.410	0.340	0.282	0.200	0.142	0.110
0.8	1.880	1.845	1.780	1.678	1.605	1.500	1.325	1.000	0.675	0.500	0.395	0.322	0.220	0.155	0.120
0.9	1.875	1.838	1.770	1.640	1.530	1.390	1.215	1.000	0.785	0.610	0.470	0.360	0.230	0.162	0.125

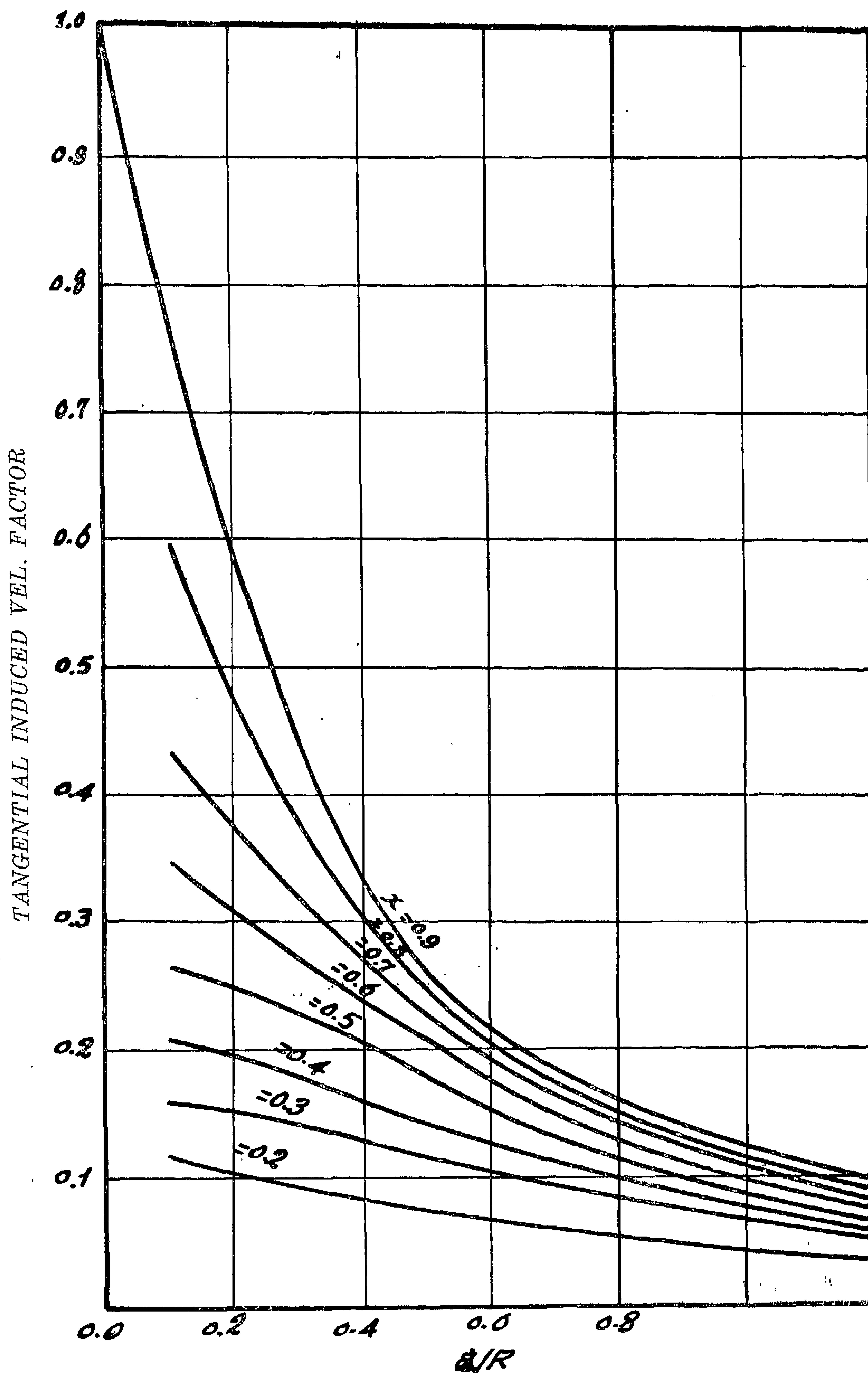

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
TANGENTIAL INDUCED VEL. FACTOR
x=0.9
=0.8
=0.7
=0.6
=0.5
=0.4
=0.3
=0.2
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
a/R

FIG. (11)

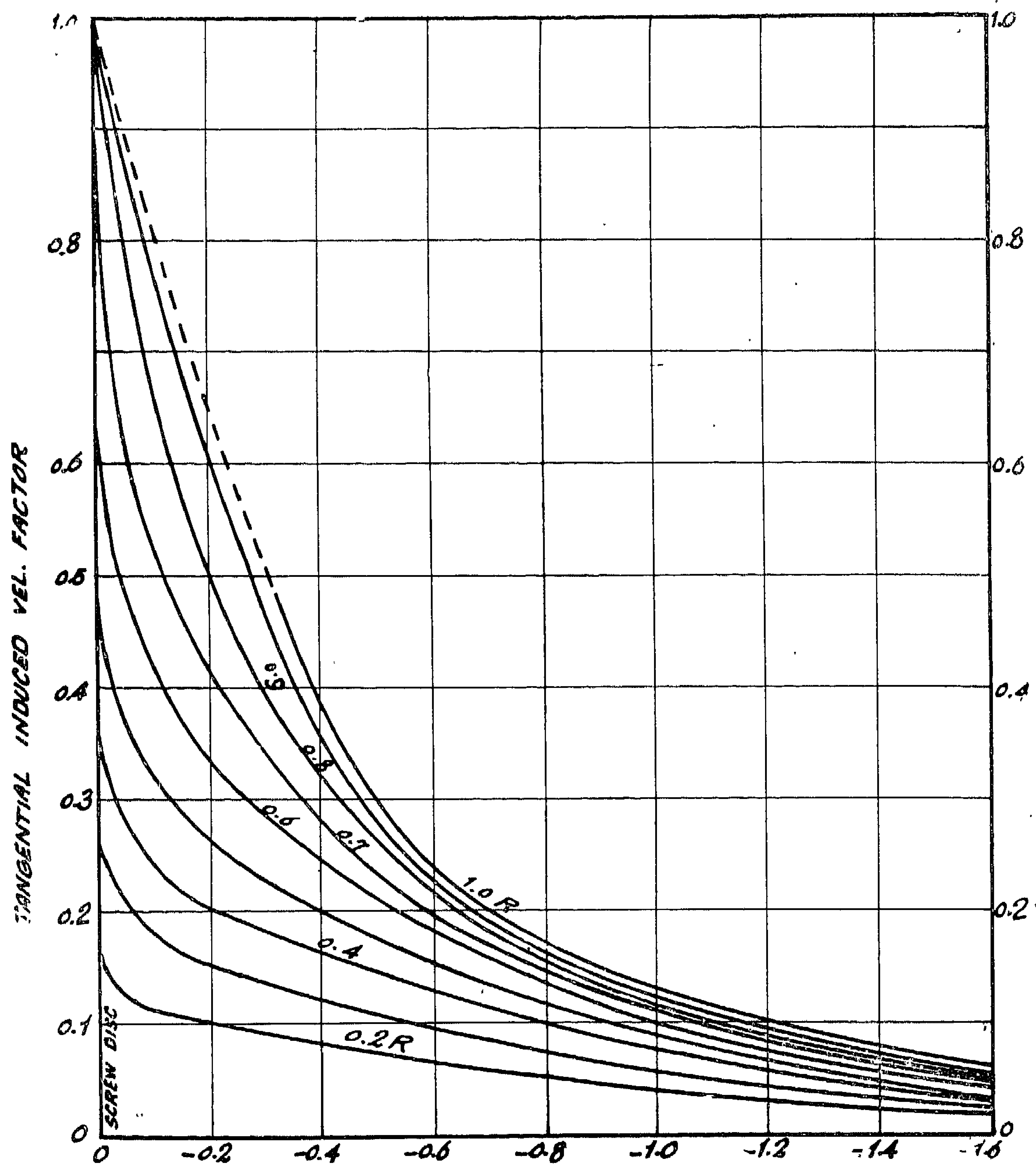

TANGENTIAL INDUCED VEL. FACTOR
1.0
0.8
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.2
-1.4
-1.6
SCREW DISC
0.2R
0.4
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0R

FIG. (10-a)

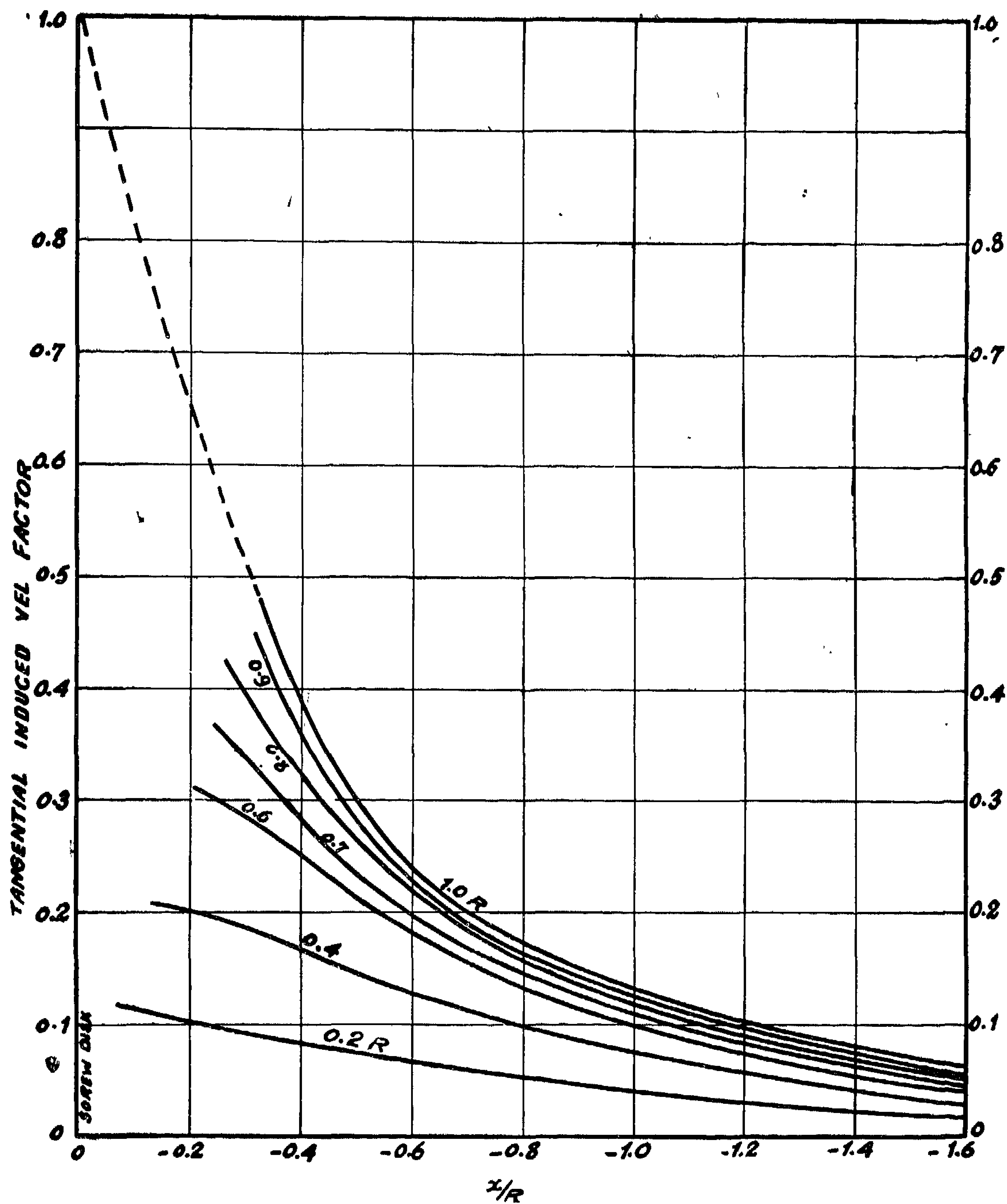

TANGENTIAL INDUCED VEL FACTOR
SCREW DIA
1.0
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.2
-1.4
-1.6
x/R
0.9
0.8
0.7
0.6
1.0 R
0.4
0.2 R

FIG. (10)

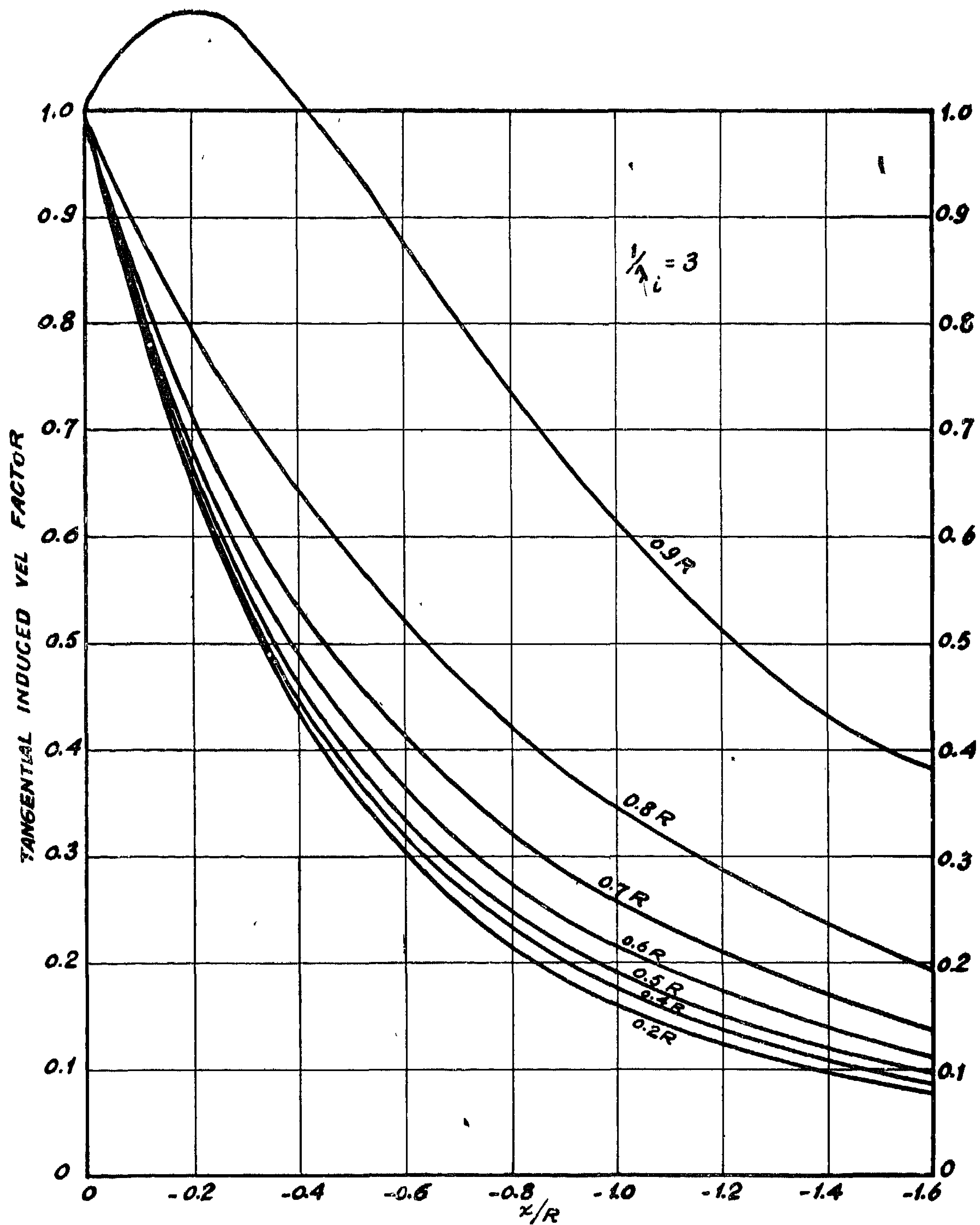

TANGENTIAL INDUCED VEL FACTOR
x/R
1/λi = 3
0.9R
0.8R
0.7R
0.6R
0.5R
0.4R
0.2R
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.2
-1.4
-1.6

FIG. (9)

Guilloton (8), on the other hand, have carried out separate calculations particularly for a three bladed propeller (Appendix III). Moreover, Guilloton have evaluated, by means of the electrical analogy, the axial distribution of the axial induced velocities and his results are given on (Fig. 6). The values demonstrated by this figure, however, are in close agreement with those calculated previously by both Gutsche (Fig. 4) and Lerbs (Fig. 5).

Finally, Korvin-Kroukovsky's calculations (9, 10) are given in Appendix IV. Two figures, namely (Fig. 17) and (Fig. 18) were reproduced from the original reference. From these two figures one is able to calculate both the axial as well as the tangential induced velocity distributions in an axial direction. These are given later in the Appendix in tabulated form and the resulting distribution for the axial induced velocity are, however, given in (Fig. 7) and (Fig. 8). This last figure shows in turn close agreement with the results previously obtained by Gutsche, Lerbs and Guilloton.

THE AXIAL DISTRIBUTIONS OF THE AXIAL INDUCED VELOCITIES :—

(i) Uniform Loading :—

From the preceeding treatment it was observed that the theoretical calculations for the axial distributions of the axial induced velocities carried out by different investigators namely, Gutsche, Lerbs, Guilloton and Korvin-Kroukovsky through different approaches show almost identical results when taking the blade radii into consideration. These calculations were made on the assumption that the propeller has an infinite number of blades, having uniform radial as well as tangential thrust distributions, and that a system of semi-infinite free vortices is shed from them downstream. The axial distribution of the axial induced velocities is shown by all to increase from zero upstream to twice their value at the screw disc far downstream. In what follows we are going to adopt the theoretical distributions deduced from the work of Korvin-Kroukovsky shown on (Fig. 7) and given on table I for the axial distribution of the axial induced velocity as basis for the construction of the axial induced velocity diagrams treated later. However, any of the previously mentioned calculations could equally be used for construction of those diagrams.

(ii) Optimum Loading :—

In his theoretical work for the calculation of the axial distribution of the axial induced velocity with optimum loading over the propeller blades ; Tachmindji (11) indicated that the radial distribution of the axial induced velocities was a sensitive function of the radial distribution of loading. The axial induced velocity at any point in the slipstream was shown to be a result of the vortex ring, while the tangential induced velocity was induced only by the parallel vortex lines. Tachmindji, calculated the axial velocities on the basis of a succession of ring vortices whose strengths vary with propeller radius.

(Fig. 9) shows a typical axial induced velocity distribution as calculated by Tachmindji for the different radii and at one particula $\frac{1}{\lambda i}$ value namely 3. However, Tachmindji's results for the non-dimensional radius r/R=0.9 show a marked departure from those of the remaining radii. A complete set of drawings for these results are given in reference (12).

Similar curves as the one given on (Fig. 9) could be used, for the optimum loading case, in place of those adopted previously for the case of uniform loading if so desired. Care should be taken, however, to the change in the value of λi with the non-dimensional radius r/R for the particular propeller under consideration.

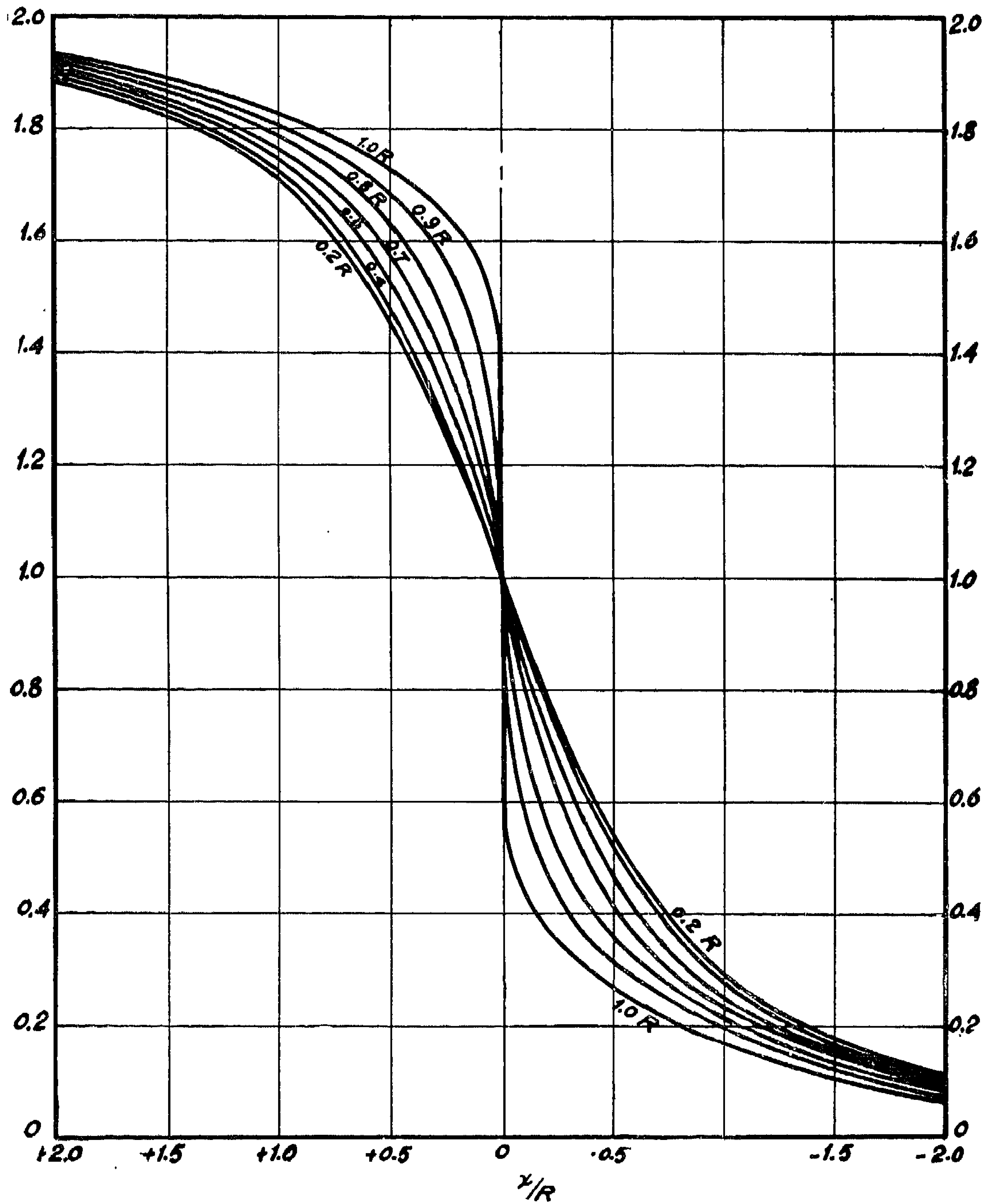

2.0
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
+2.0
+1.5
+1.0
+0.5
0
-0.5
-1.5
-2.0
x/R
1.0 R
0.9 R
0.8 R
0.2 R

FIG. (8)

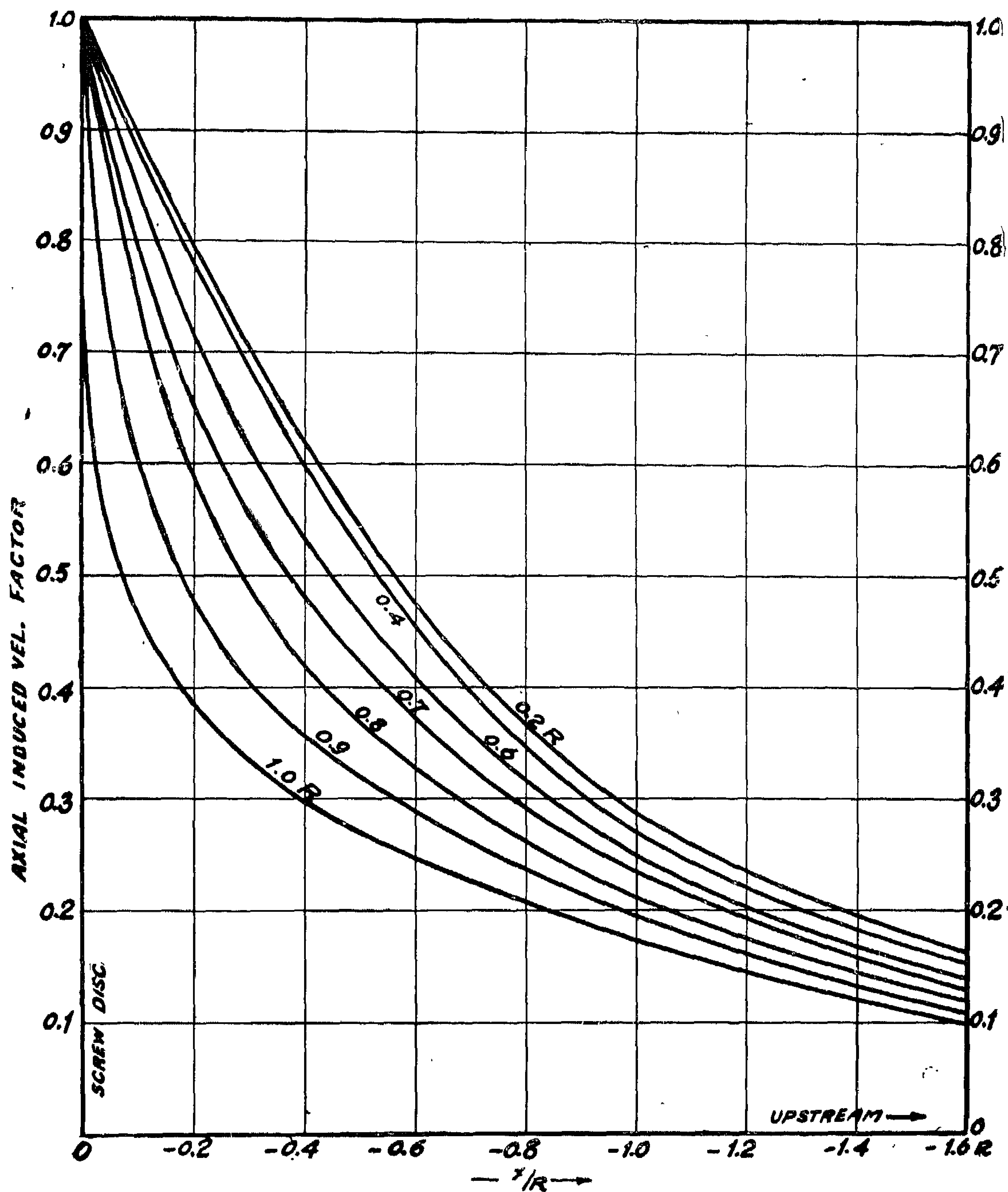
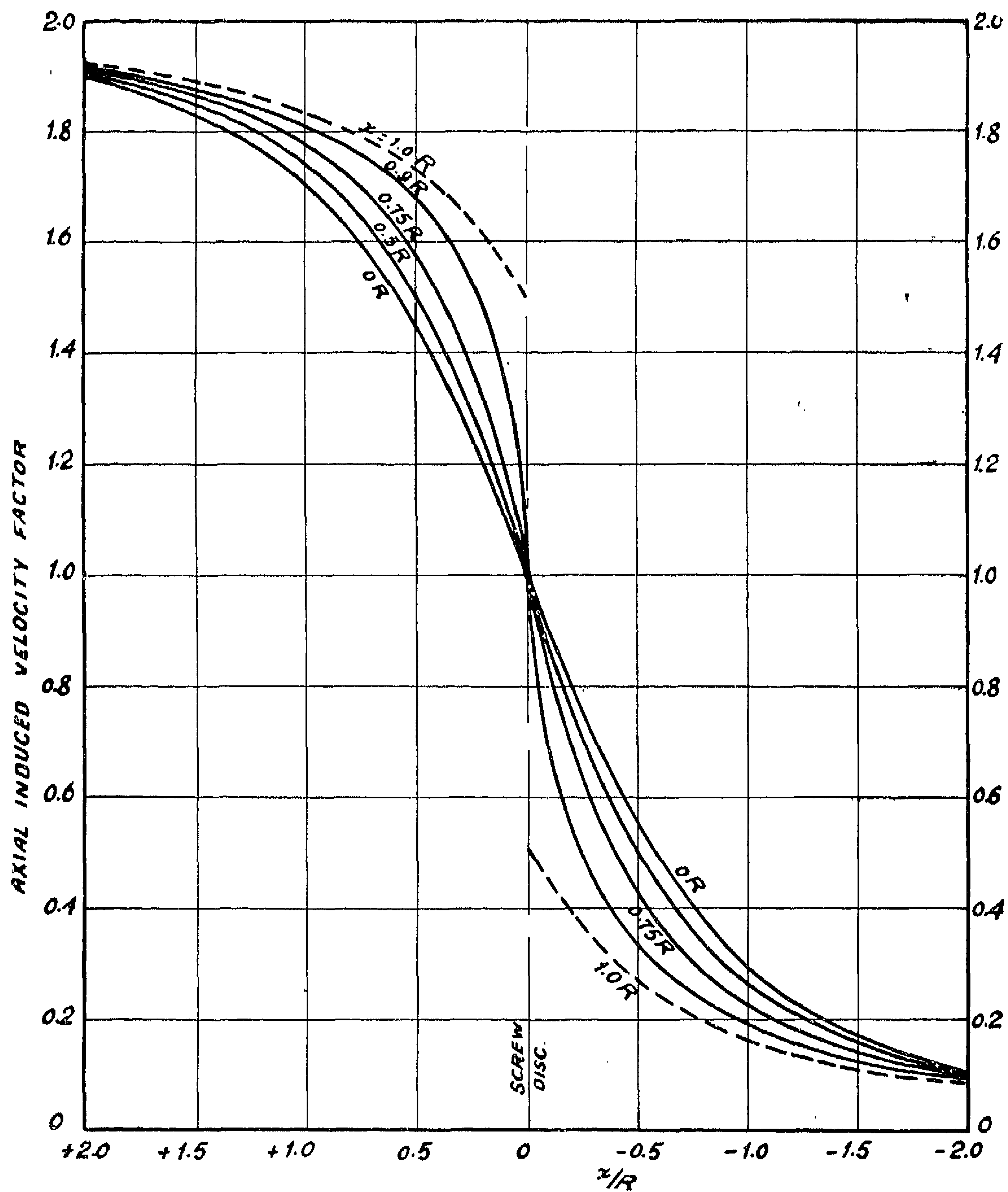

AXIAL INDUCED VEL. FACTOR
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
SCREW DISC
0.2 R
0.4
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0 R
UPSTREAM
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.2
-1.4
-1.6 R
— x/R —

FIG. (7)



AXIAL INDUCED VELOCITY FACTOR
2.0
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
x=1.0 R
0.9R
0.75R
0.5R
0R
1.0R
SCREW DISC.
+2.0
+1.5
+1.0
0.5
0
-0.5
-1.0
-1.5
-2.0
x/R

FIG. (6)

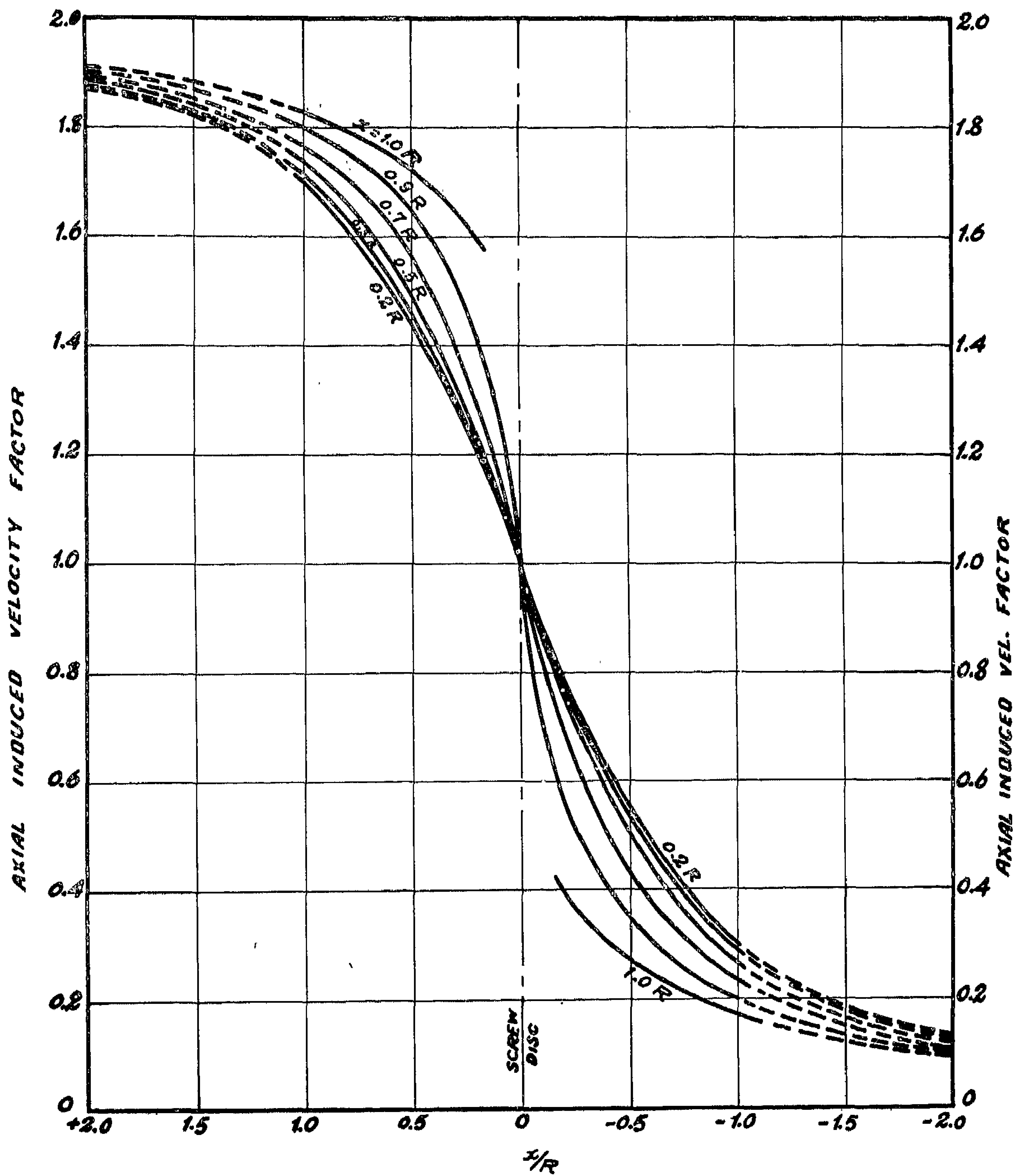

AXIAL INDUCED VELOCITY FACTOR
AXIAL INDUCED VEL. FACTOR
2.0
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
+2.0
1.5
1.0
0.5
0
-0.5
-1.0
-1.5
-2.0
x/R
x=1.0R
0.9R
0.7R
0.5R
0.2R
1.0R
SCREW DISC

FIG. (5)

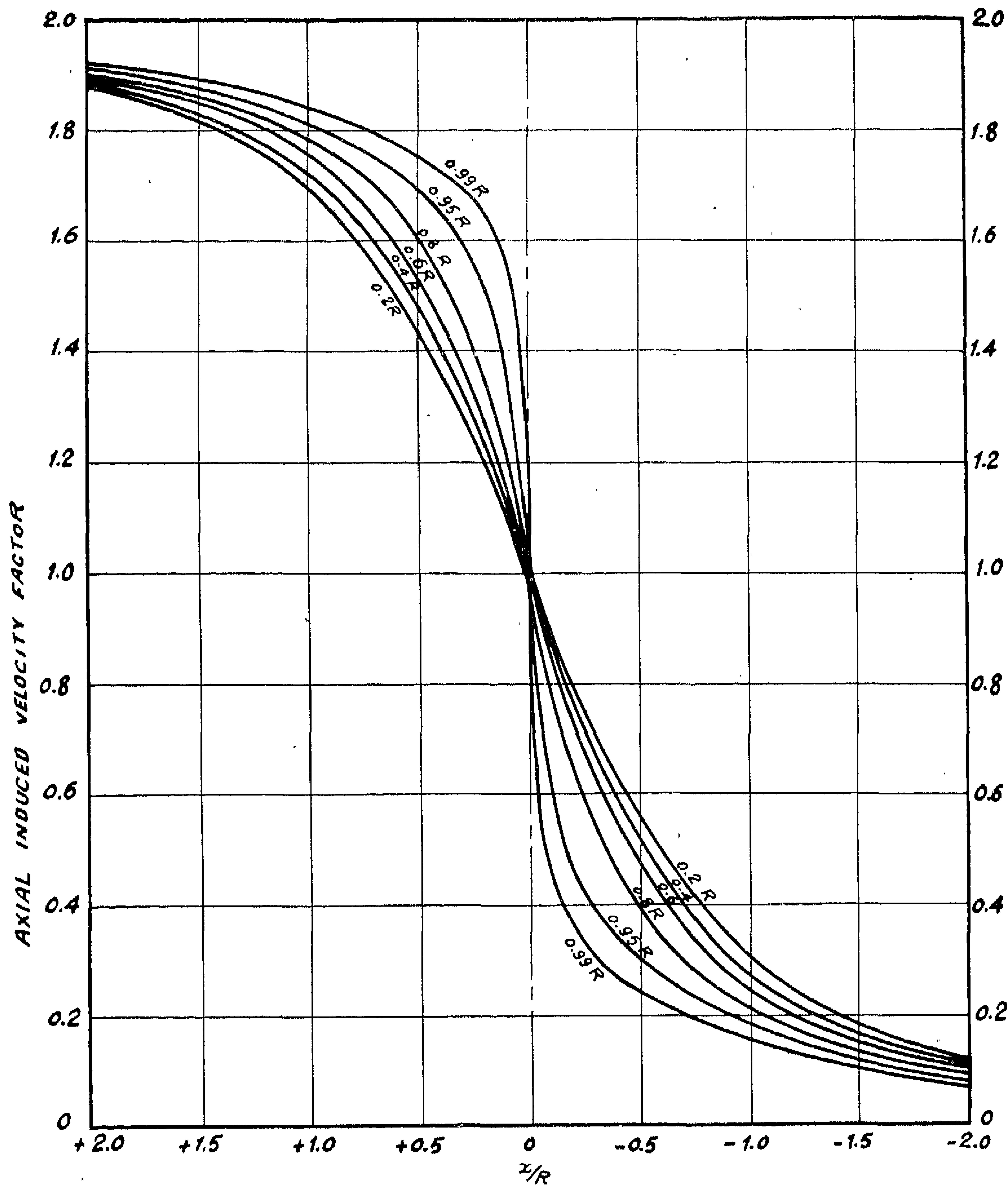

AXIAL INDUCED VELOCITY FACTOR
2.0
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
+ 2.0
+1.5
+1.0
+0.5
0
-0.5
- 1.0
- 1.5
-2.0
x/R
0.99R
0.95R
0.8 R
0.6 R
0.4 R
0.2R

FIG. (4)

The case of an actuator disc :—

Similar distributions of the axil induced velocity could be theoretically arrived at if we consider an imaginary actuator disc in place of the hydrofoil. For such actuator disc having a constant pressure distribution and hence uniform velocity over its disc ; we find the following relationships when applying the momentum conception :

$$T = A \triangle p = PQ \times 2\,u_a = PAV_1 \times 2\,U_a$$

Where :—

T = Thrust developed.

Q = Volume of fluid flowing through actuator disc per unit time.

$2\,u_a$ = The imparted axial velocity change.

A = Area of the actuator disc.

V_1 = Velocity at the actuator disc.

From which $\triangle p = \varrho V_1 \times 2\,u_2$

When applying Bernonlli's equation for the flow forward of the actuator disc we have :—

$$\tfrac{1}{2}\,\varrho\,V_A^2 + P_o = \tfrac{1}{2}\,\varrho\,V_1^2 + P_1$$

And for the flow upstream

$$\tfrac{1}{2}\,\varrho\,(V_A + 2\,u_a)^2 + P_o = \varrho\,\tfrac{1}{2}\,V_1^2 + P_1'$$

Where :—

P_1 = Pressure just in front of disc.

P_1' = Pressure just behind disc.

P_0 = Pressure far in the slipstream.

Combining both equations we get :—

$$P_1' - P_1 = \triangle P = \varrho \times 2\,u_a\,(V_A + u_a) = \varrho V_1 \times 2\,u_a$$

Or $V_1 = V_A + u_a$

In other words the increase of velocity in way of the actuator disc amounts to one half the total increase in axial velocity far downstream as demonstrated previously in the case of the finite hydrofoil.

With the application of the circulation theory, similar results can be accomplished with a screw propeller having an infinite number of infinitely thin radial hydrofoil blades each producing the same thrust increment (3).

When the number of such hydrofoils are reduced to a small value, the device takes the form of the actual screw propeller and the localized velocity and pressure fields around the individual blades of such propeller is expected to remain substantially the same as the hypothetical actuator disc treated previously.

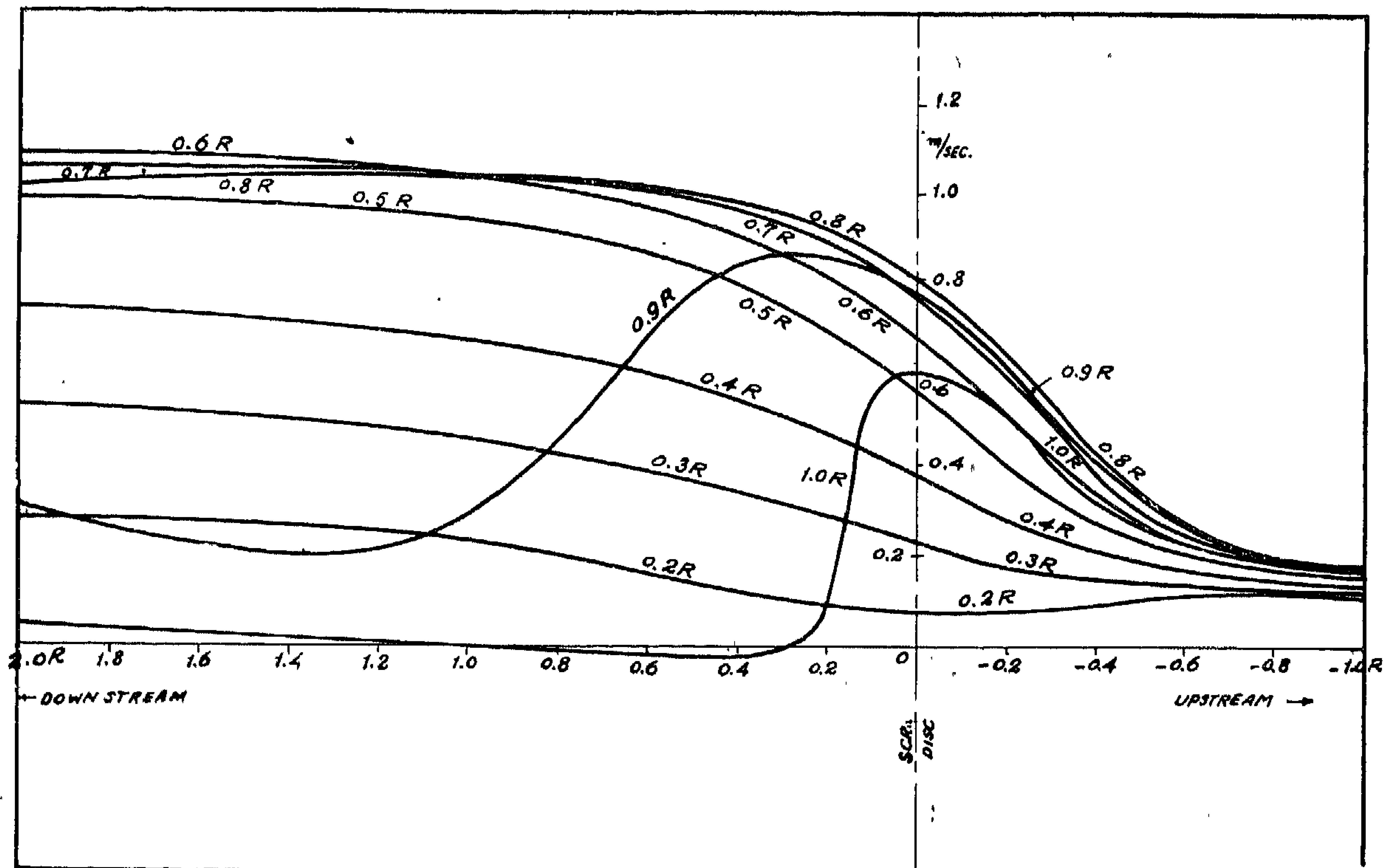
On (Fig. 2) and (Fig. 2-a), the actual pressure measurements in the slip stream of the propeller No. 806 treated in reference (4) at a certain loading condition, are shown for various blade radii, while on (Fig. 3), the corresponding axial velocity distribution in an axial direction are traced for the same propeller. These results, however, show nearly similar trend as the imaginary actuator disc distributions.

Theoretical Axial Distribution for an Actuator Disc :—

In the appendix of this paper we have summarized briefly the work carried out by some investigators, namely Gutsche, Lerbs, Guilloton and Korvin-Kroukevsky, regarding the theoretical calculation of the axil distribution of the axial induced velocity, for the case of an actuator disc or similarly for the case of a propeller with an infinite number of blades, together with the assumptions involved in each case.

From Gutsche's Calculations (5) given in Appendix I (Fig. 4), was drawn demonstrating the axial distribution of the axial induced velocity in the form of a factor being unity at the actuator disc. This figure, however, demonstrates a continual increase in the axial induced velocity from zero far upstream to twice its value at the screw disc far downstream. Moreover, the result is shown to be influenced by the different radii at which these calculations have been performed.

Lerbs calculations (6, 7), summarized in Appendix II are however represented on (Fig. 5) which demonstrates the distribution in an axial direction of the axial induced velocity and is shown here to have a close resemblance with the previous values obtained by Gutsche.



0.6 R
0.7 R
0.8 R
0.5 R
1.2
m/sec.
1.0
0.8 R
0.7 R
0.8
0.9R
0.5R
0.6R
0.9 R
0.4 R
0.6
1.0R
0.8R
0.3R
1.0R
0.4
0.4R
0.2R
0.2
0.3R
0.2 R
2.0R
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0R
← DOWN STREAM
UPSTREAM →
SCR. DISC

FIG. (3)

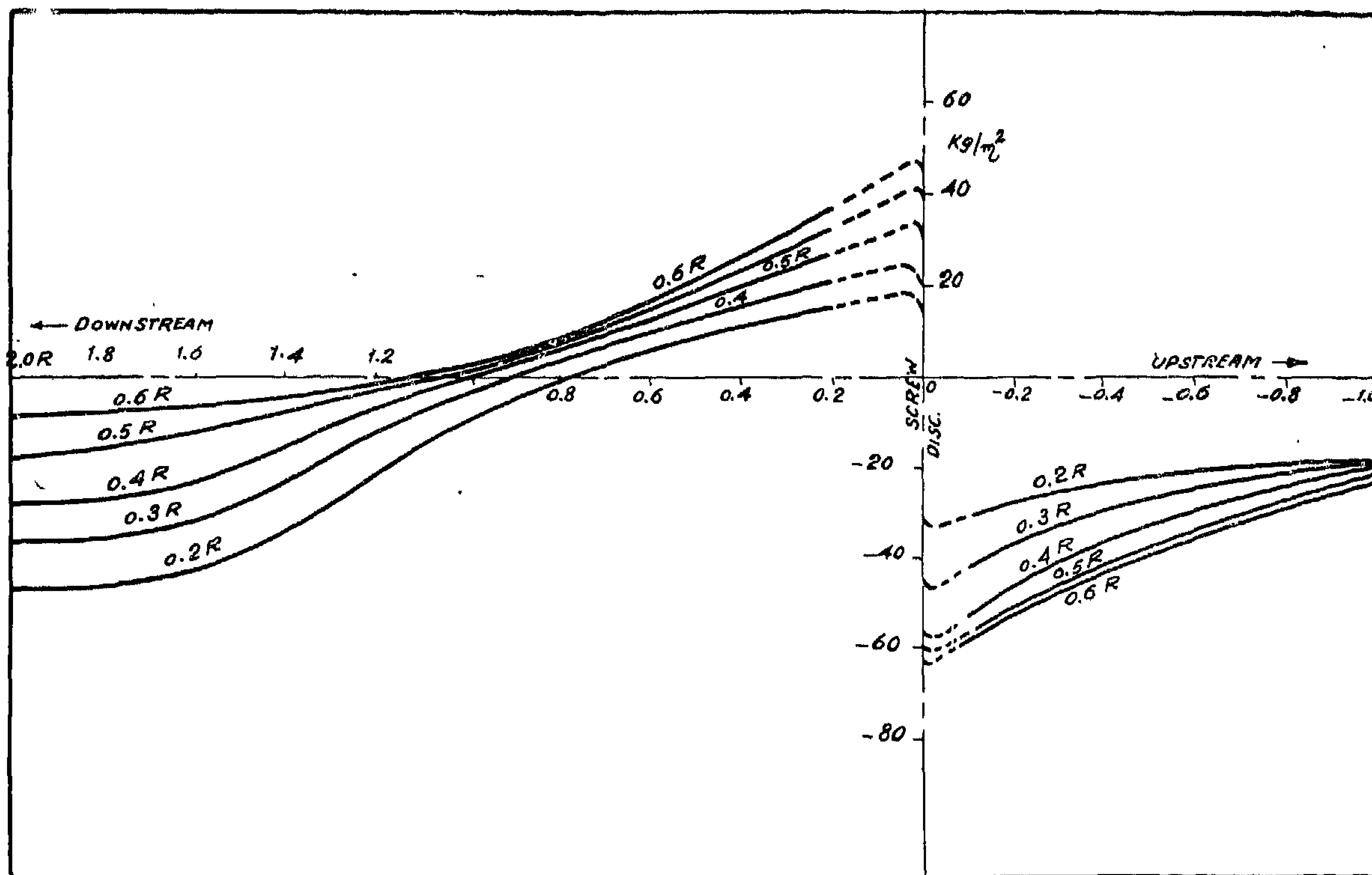

60
Kg/m²
40
20
-20
-40
-60
-80
DOWNSTREAM
UPSTREAM
SCREW DISC.
2.0R
1.8
1.6
1.4
1.2
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
0.6 R
0.5 R
0.4
0.6 R
0.5 R
0.4 R
0.3 R
0.2 R
0.2 R
0.3 R
0.4 R
0.5 R
0.6 R

FIG. (2)

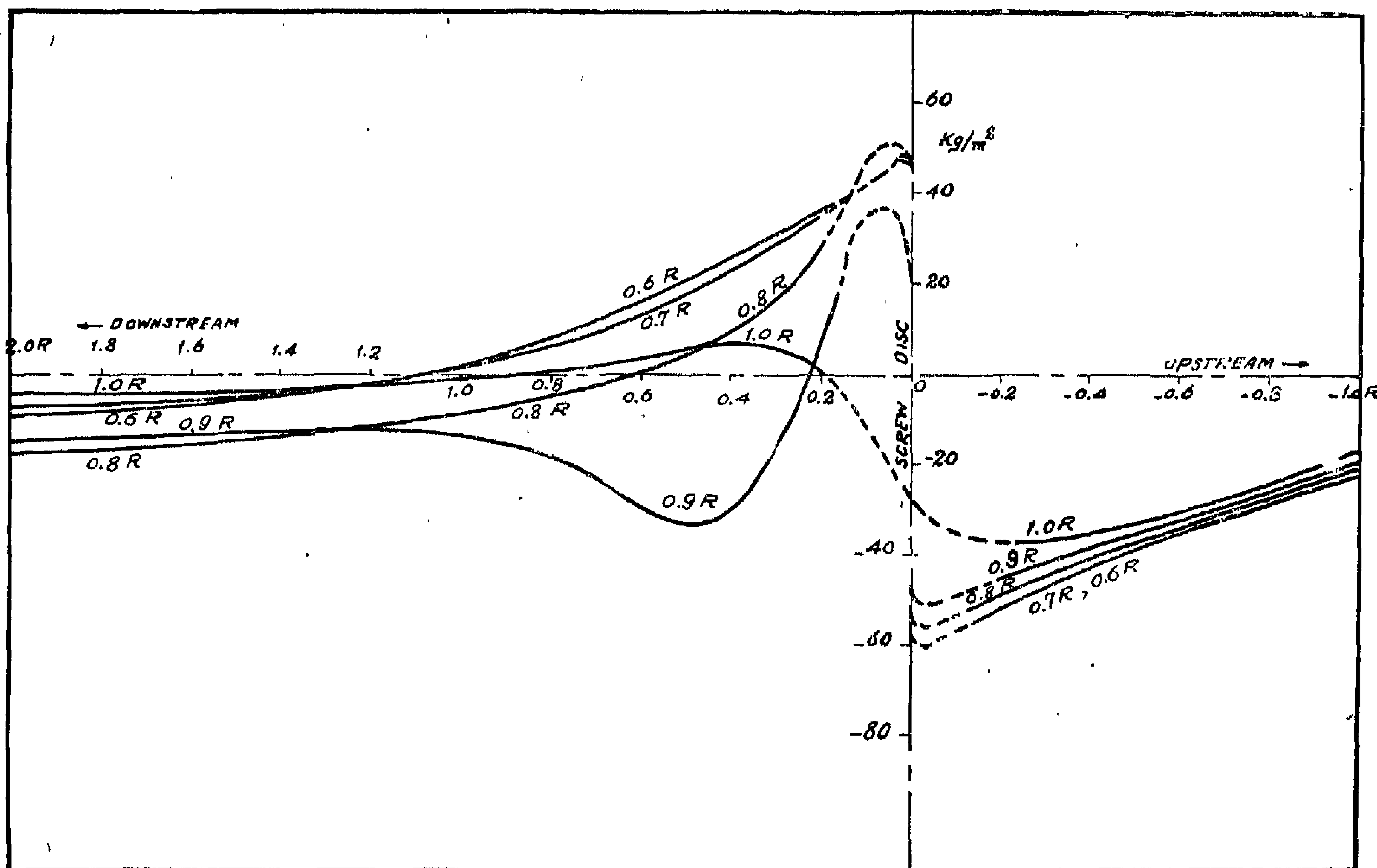

60
Kg/m²
40
20
-20
-40
-60
-80
DOWNSTREAM
UPSTREAM
DISC
SCREW
2.0R
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0R
0.6 R
0.7 R
0.8 R
1.0 R
1.0 R
0.6 R
0.9 R
0.8 R
0.8 R
0.9 R
1.0 R
0.9 R
0.8 R
0.7 R, 0.6 R

FIG. (2 a)

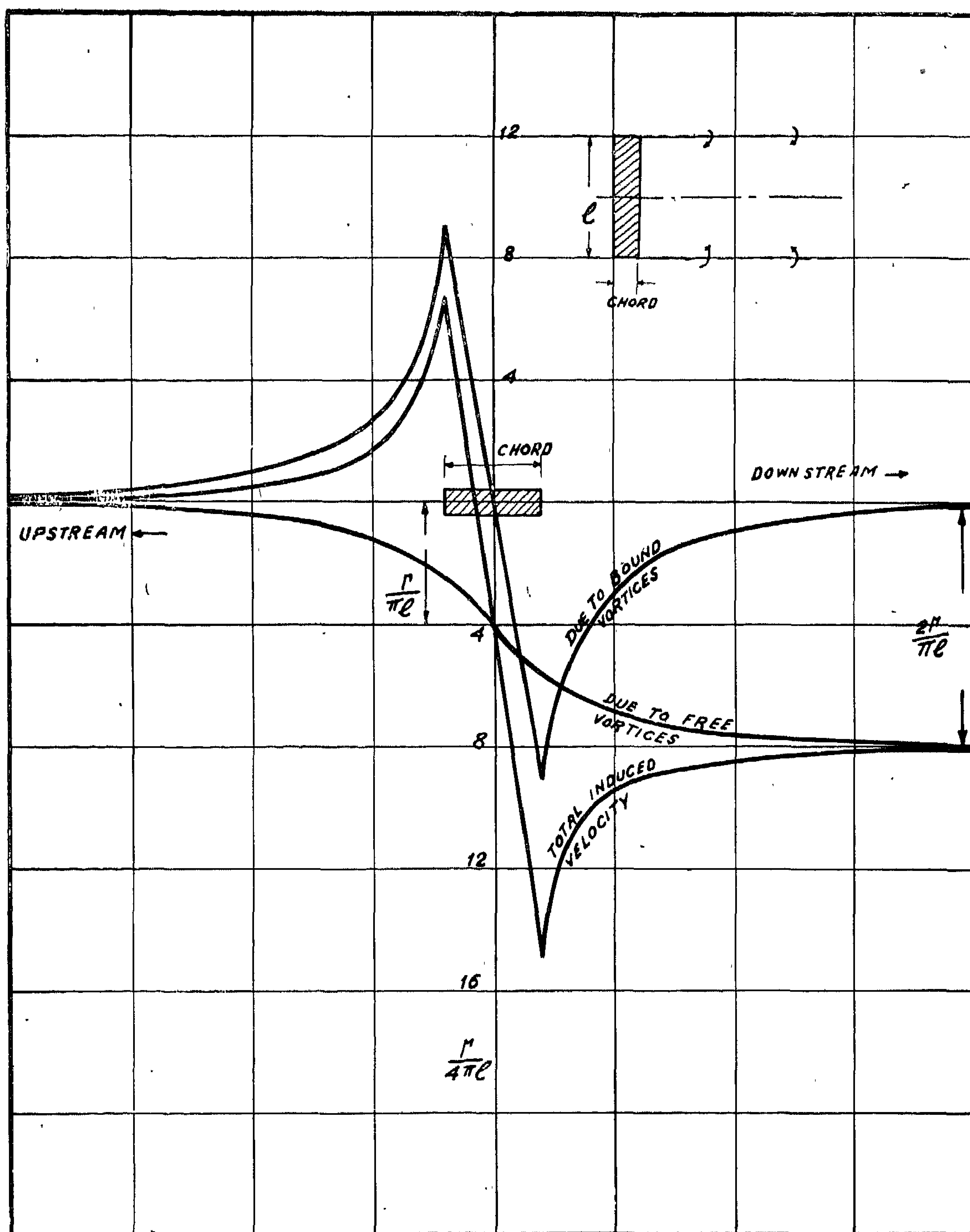

12
8
4
4
8
12
16
CHORD
CHORD
DOWN STREAM
UPSTREAM
DUE TO BOUND VORTICES
DUE TO FREE VORTICES
TOTAL INDUCED VELOCITY

FIG. (1)

Axial Diagrams of induced Velocities for Marine Propellers

By

Dr. F. BAHGAT, M.Sc., Ph.D., A.M.R.I.N.A.
Asst. Prof. Naval Architecture and Marine Engineering
Alexandria University.

Summary :—

This paper proposes a method for the determination of both the exial and the tangential induced velocities at any point along the axis of a marine propeller. These velocities are required in certain advanced applications of the circulation theory for marine propellers and in particular the curvature of flow.

In order to reach that goal, the axial distribution of the induced velocities for the case of a finite hydrofoil and the case of an actuator disc were first considered. The summarized work of Gutsche, Lerbs, Guilloton and Korvin Kroukovsky, for the case of an actuator disc of uniform loading, was presented. Their calculation for the axial distribution of the axial induced velocities showed close agreement. Moreover, the axil distribution of the tangential induced velocities was deduced from Korvin-Kroukovsky's work.

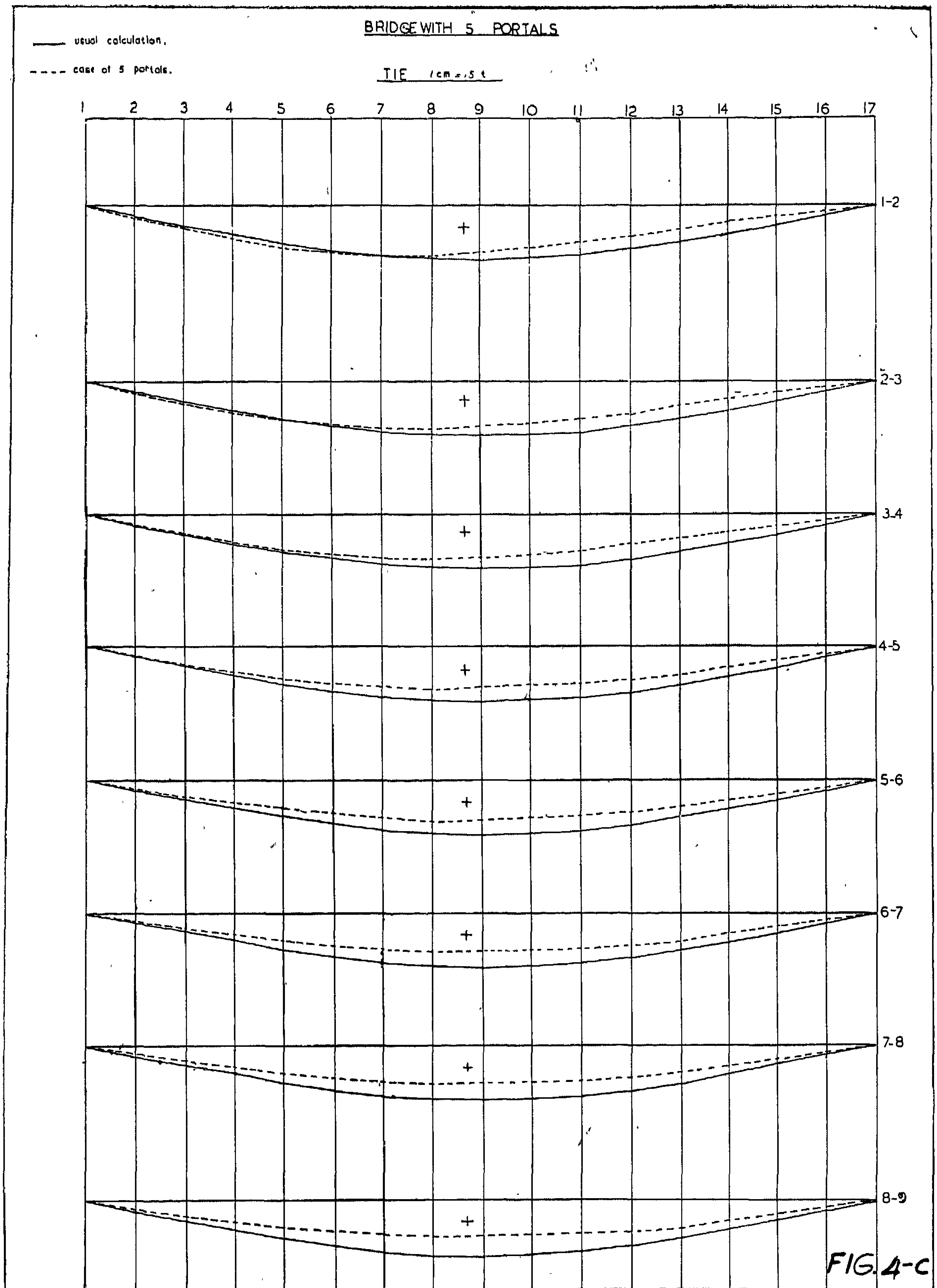
Axial diargams were then drawn for both the axial as well as the tangential induced velocities, from which values could be readily computed at any point along the slipstream of any particular marine propeller.

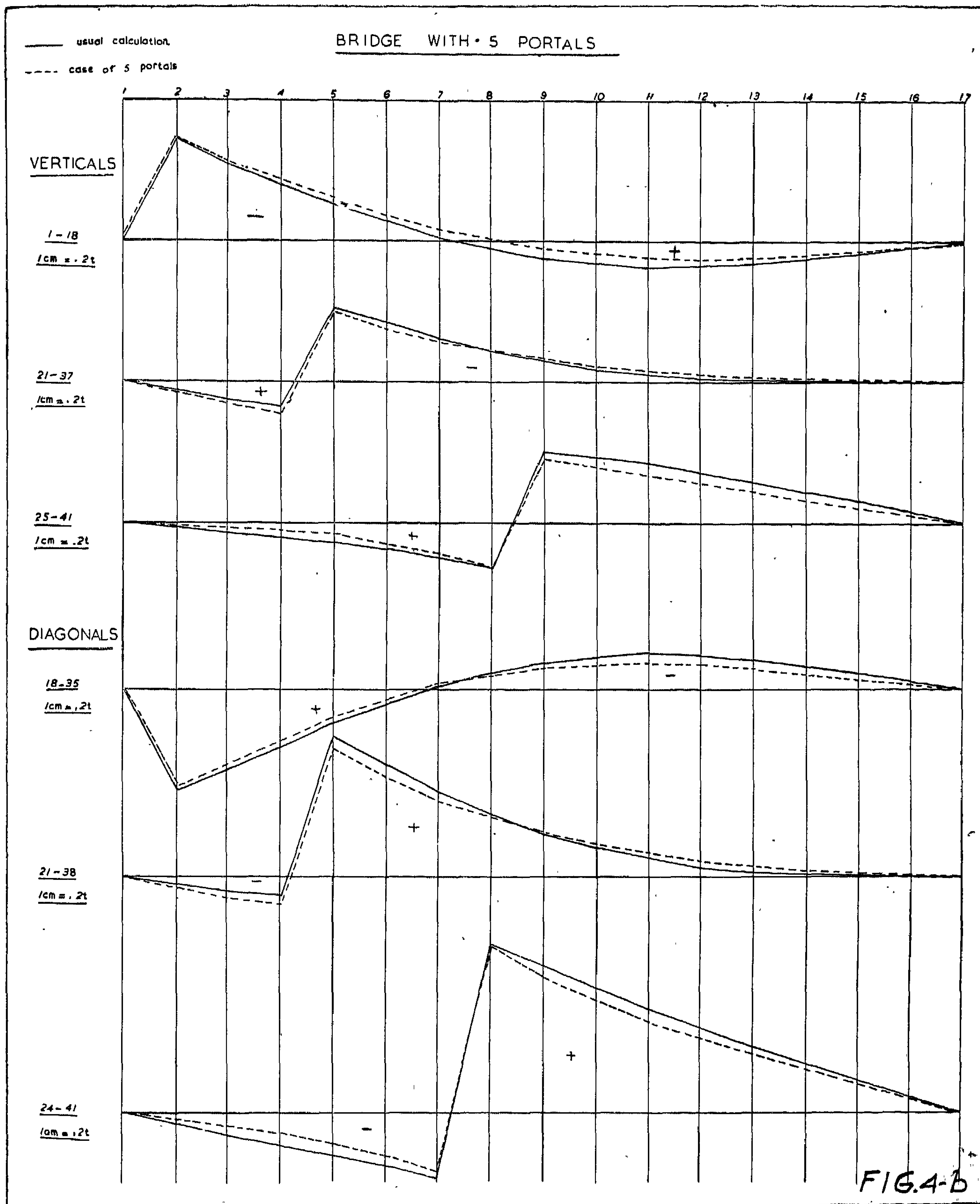
Similar axial diagrams could be drawn for the case of optimum loading.

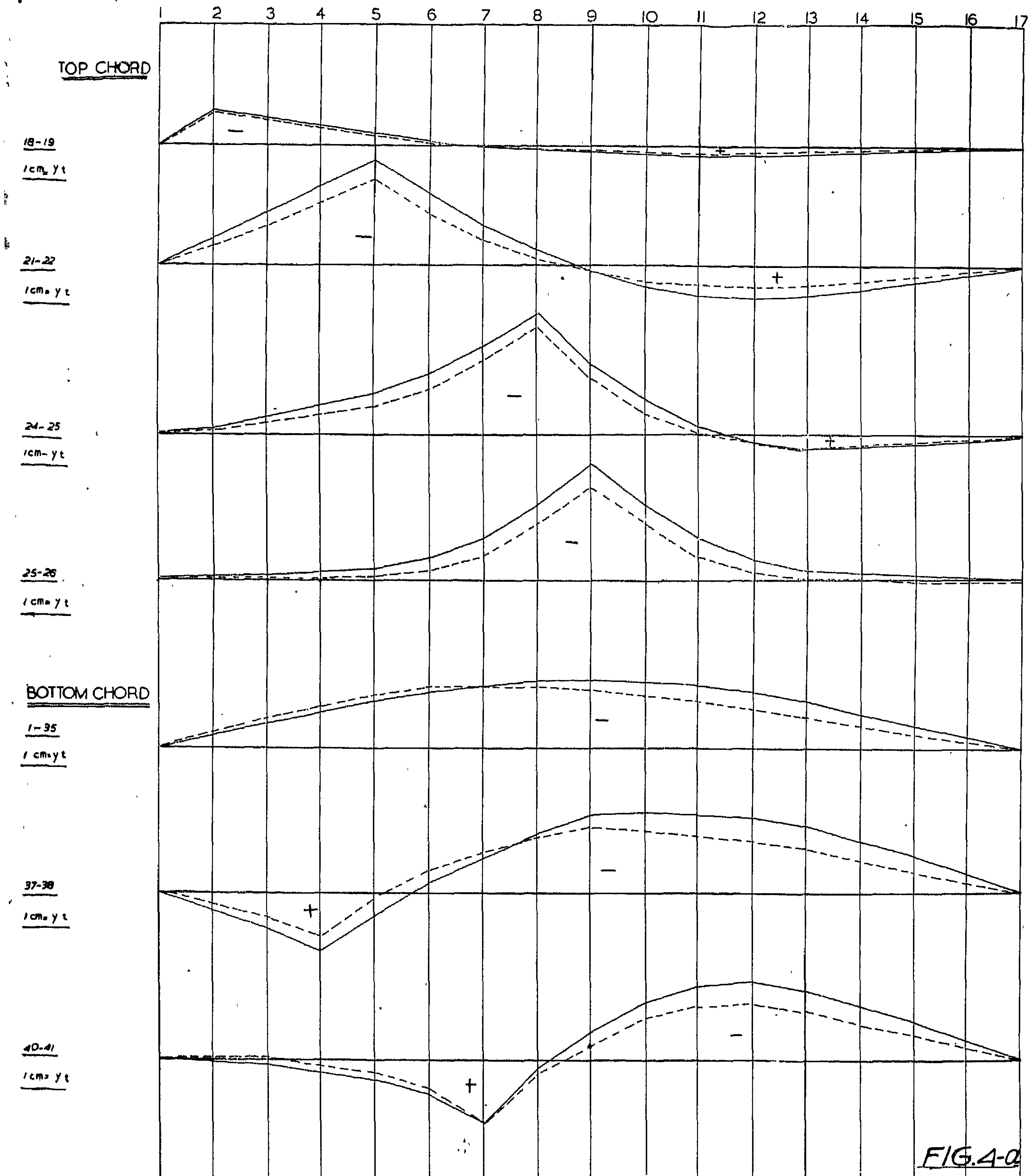
The case of a finite hydrofoil

In order to have an insight into the character of the axial, distribution of the axial induced velocities in the screw race ,the theoretical distribution in the case of finite hydrofoil is first considered.

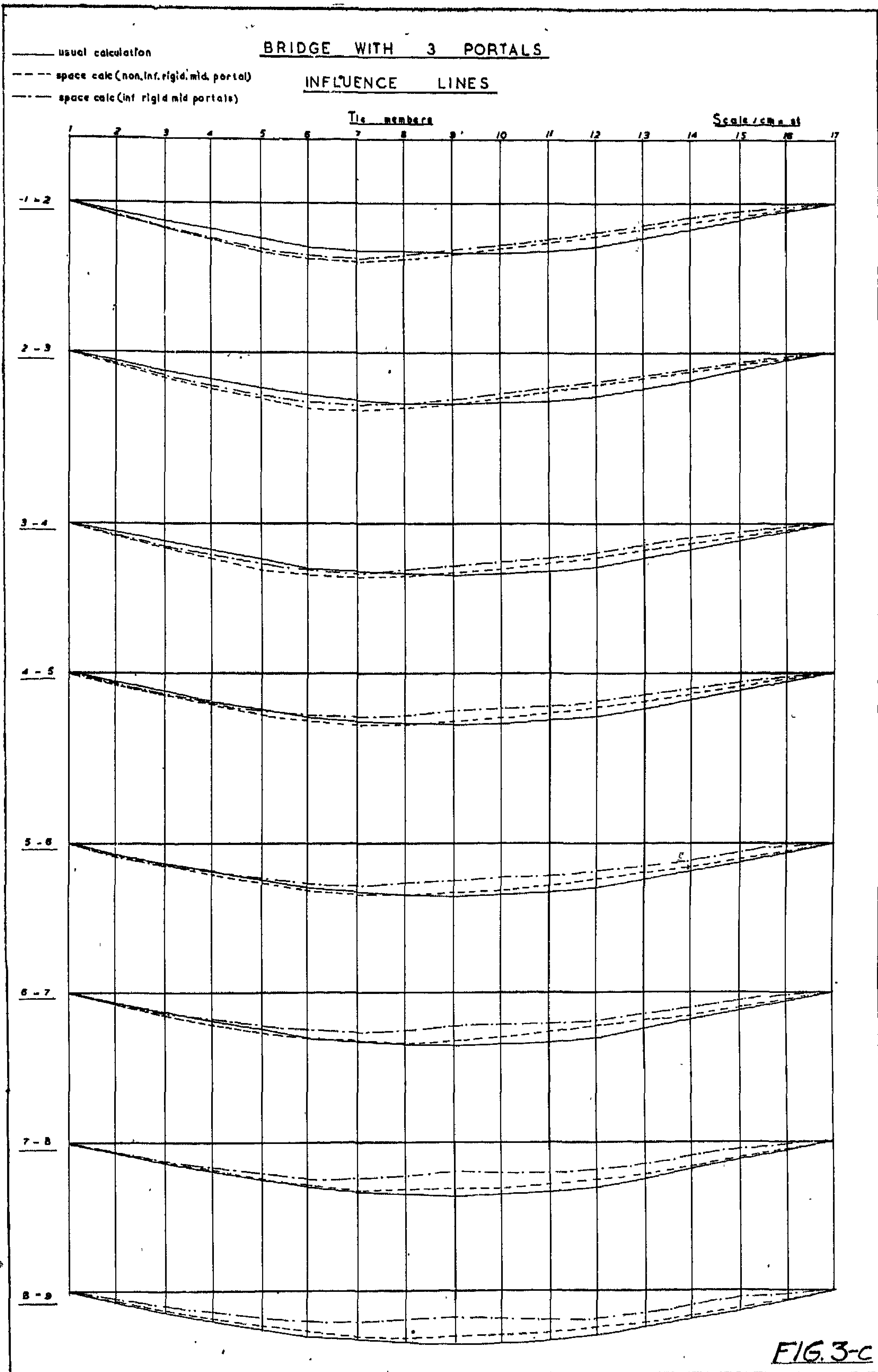
(Fig. 1) show such distribution resulting from both the bound and the free vortices acting on a finite hydrofoil. The distribution of the axial induced velocities have the same form as those induced by the free vortices alone ; due to the fact that the axial induced velocities have the same form as those induced by the free vertices alone ; due to the fact that the axial induced velocities of the bound vortices counteract each other (1). Moreover the axial induced velocity at the hydrofoil is shown to be one half its final value far downstream. Schoenherr (2) gives a physical explanation for such result by assuming that the supplementary tip vortex system corresponding to the astern vortices exists also ahead of the hydrofoil. The system being thus uniform along its infinite length ; the vortices ahead and astern move downwards at a uniform induced velocity 2 u_a. At the hydrofoil, this velocity is due half to the real system astern and half to the supplementary system ahead. By simply taking away the effect of the ahead system, the induced velocity at the hydrofoil will only be one half that value. A similar result is however, foreseen when applying the electromagnetic analogye conception to such a case (3). (Fig. 1) demonstrates also that the velocity gradient, of the axial induced velocities, is greatest at the hydrofoil and diminishes to zero as we depart towards both up and downstreams.


BRIDGE WITH 5 PORTALS
usual calculation.
case of 5 portals.
TIE 1cm = 1.5 t
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
1-2
2-3
3-4
4-5
5-6
6-7
7-8
8-9
FIG. 4-c


usual calculation
case of 5 portals
BRIDGE WITH 5 PORTALS
VERTICALS
1-18
1cm = .2t
21-37
1cm = .2t
25-41
1cm = .2t
DIAGONALS
18-35
1cm = .2t
21-38
1cm = .2t
24-41
1cm = .2t
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
FIG.4-b

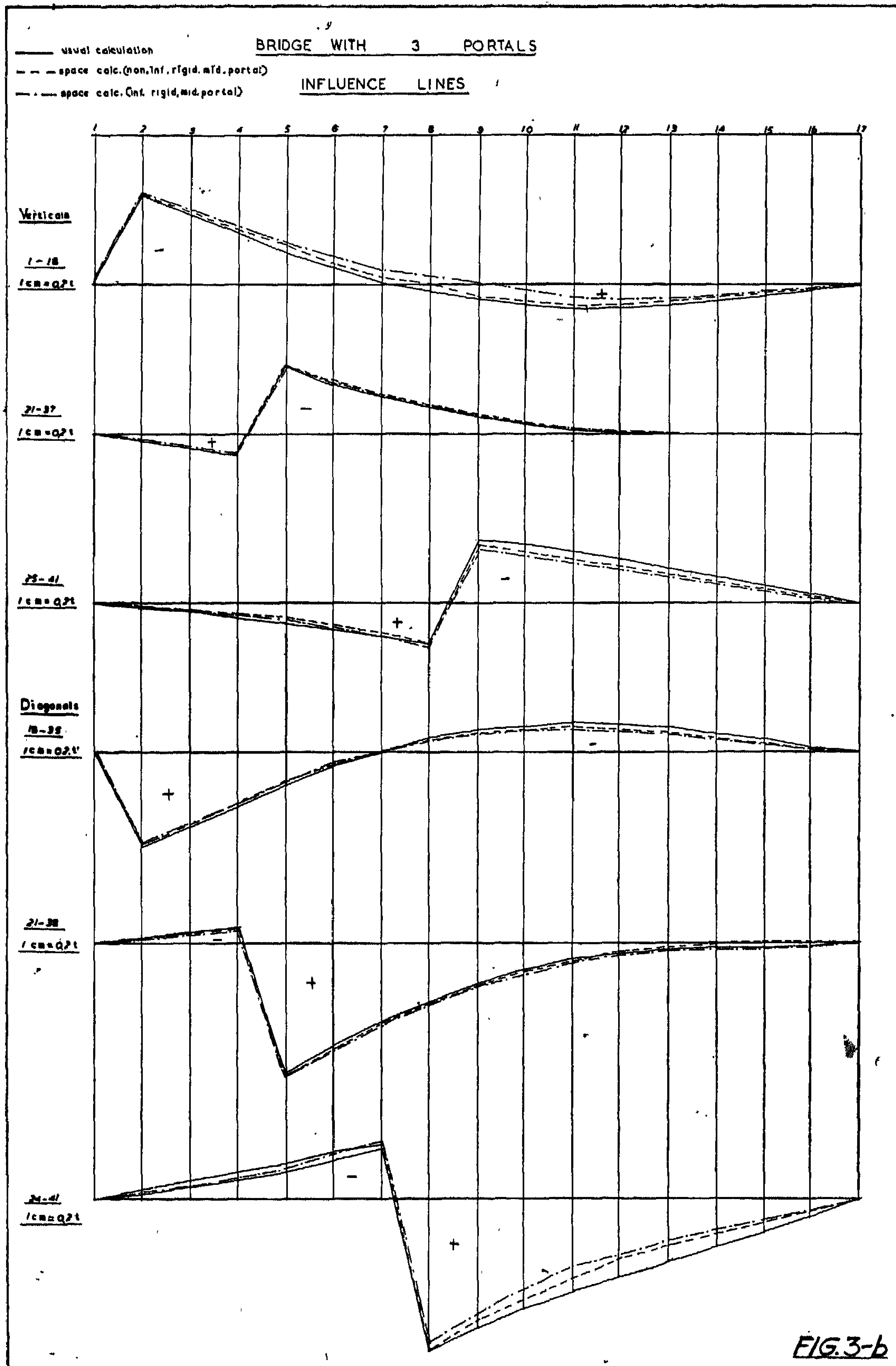


usual calculation.
case of 5 portals.
BRIDGE WITH 5 PORTALS
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
TOP CHORD
18-19
1cm = y t
21-22
1cm = y t
24-25
1cm = y t
25-26
1cm = y t
BOTTOM CHORD
1-35
1cm = y t
37-38
1cm = y t
40-41
1cm = y t
FIG.4-a

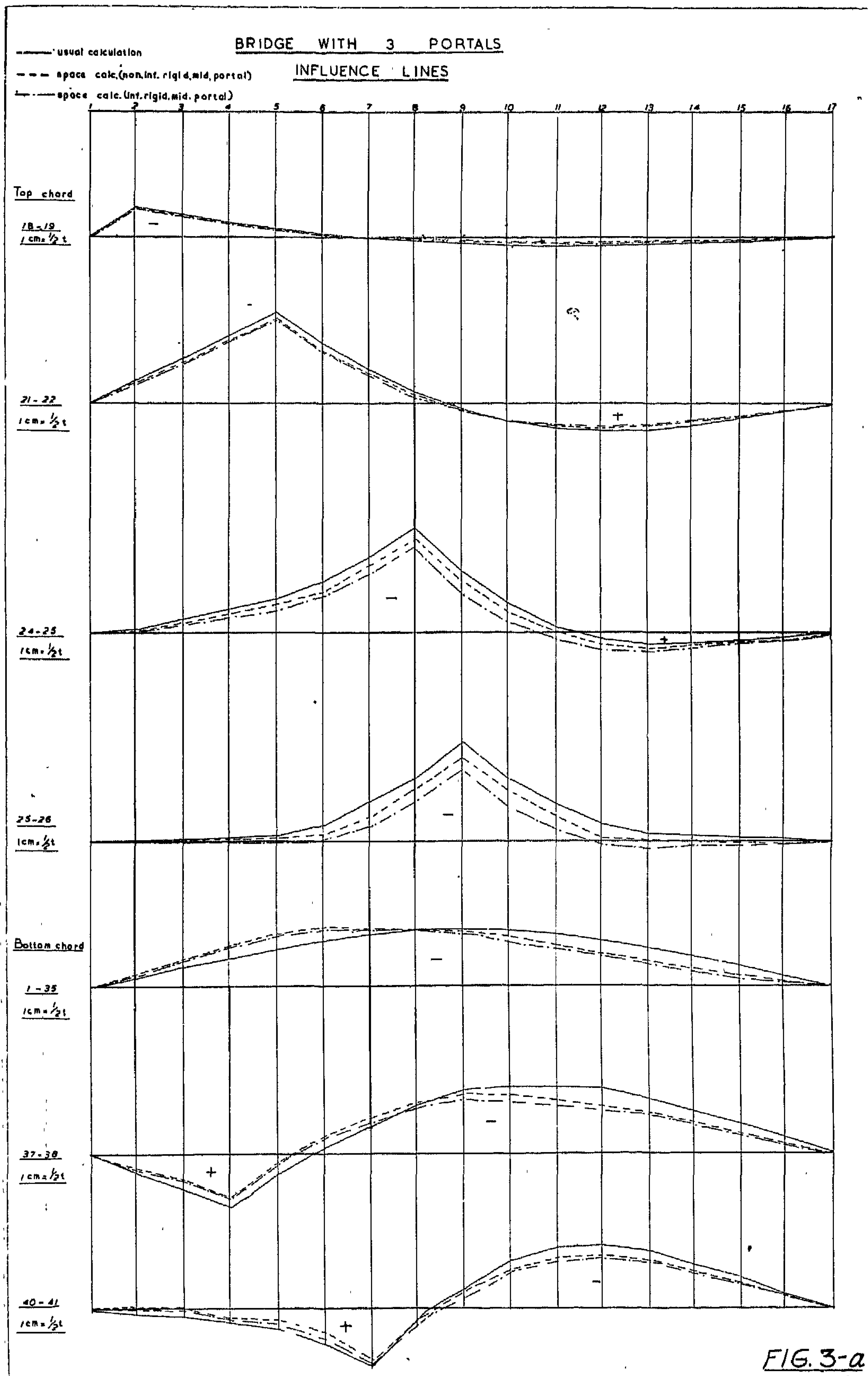


usual calculation
space calc (non. inf. rigid. mid. portal)
space calc (inf rigid mid portals)
BRIDGE WITH 3 PORTALS
INFLUENCE LINES
Tie members
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
1 - 2
2 - 3
3 - 4
4 - 5
5 - 6
6 - 7
7 - 8
8 - 9

FIG. 3-c



BRIDGE WITH 3 PORTALS
INFLUENCE LINES
usual calculation
space calc. (non. inf. rigid. mid. portal)
space calc. (inf. rigid, mid. portal)
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
Verticals
1-18
1cm=0.2t
21-37
1cm=0.2t
25-41
1cm=0.2t
Diagonals
18-35
1cm=0.2t
21-38
1cm=0.2t
24-41
1cm=0.2t
FIG. 3-b



BRIDGE WITH 3 PORTALS
INFLUENCE LINES
usual calculation
space calc.(non.int. rigid,mid, portal)
space calc.(int.rigid.mid. portal)
Top chord
18-19
1 cm = 1/2 t
21-22
1 cm = 1/2 t
24-25
1 cm = 1/2 t
25-26
1 cm = 1/2 t
Bottom chord
1-35
1 cm = 1/2 t
37-38
1 cm = 1/2 t
40-41
1 cm = 1/2 t

FIG. 3-a

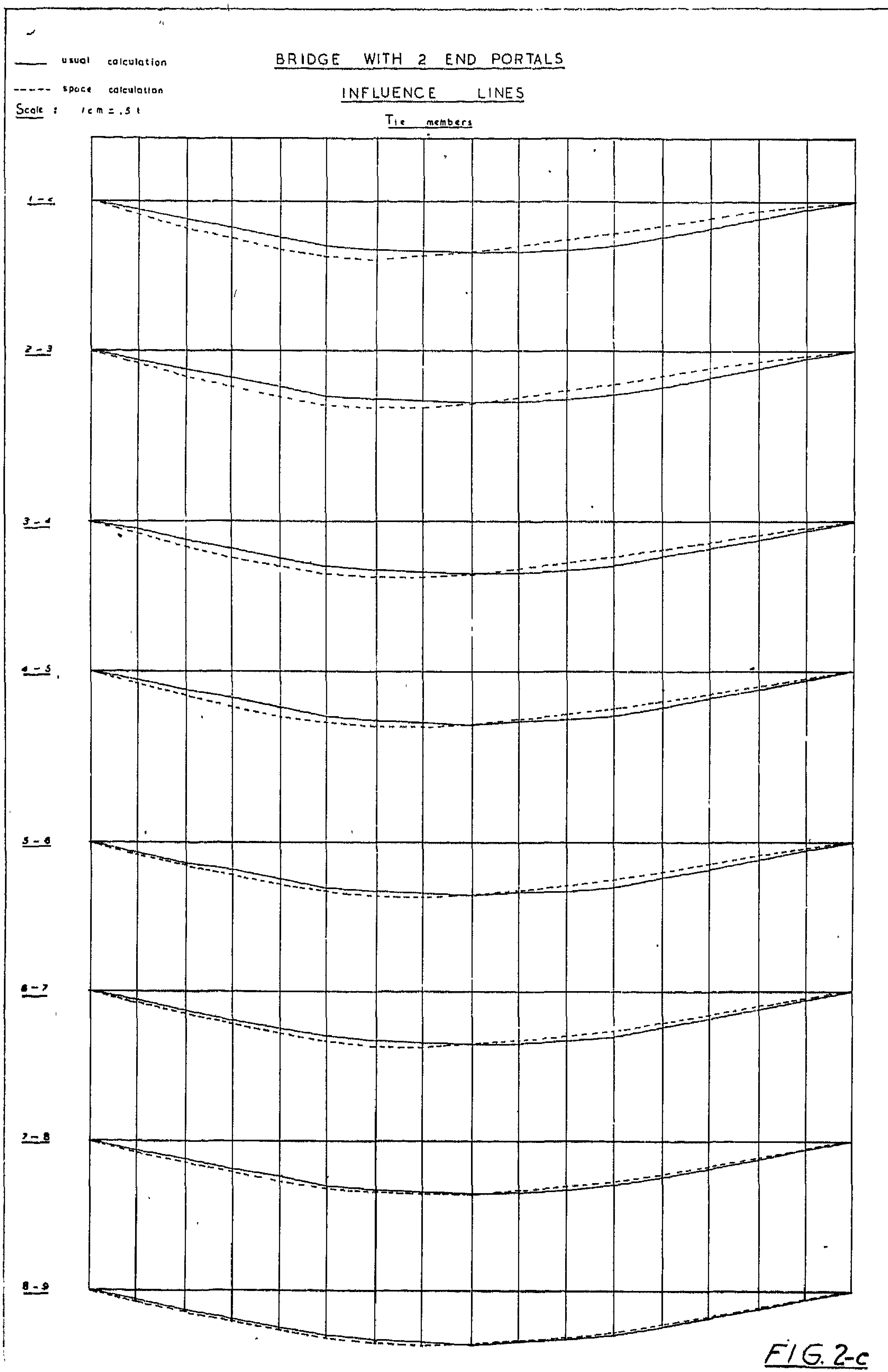

usual calculation
space calculation
Scale : 1 cm = ,5 t
BRIDGE WITH 2 END PORTALS
INFLUENCE LINES
Tie members
1 – 2
2 – 3
3 – 4
4 – 5
5 – 6
6 – 7
7 – 8
8 – 9

FIG. 2-c

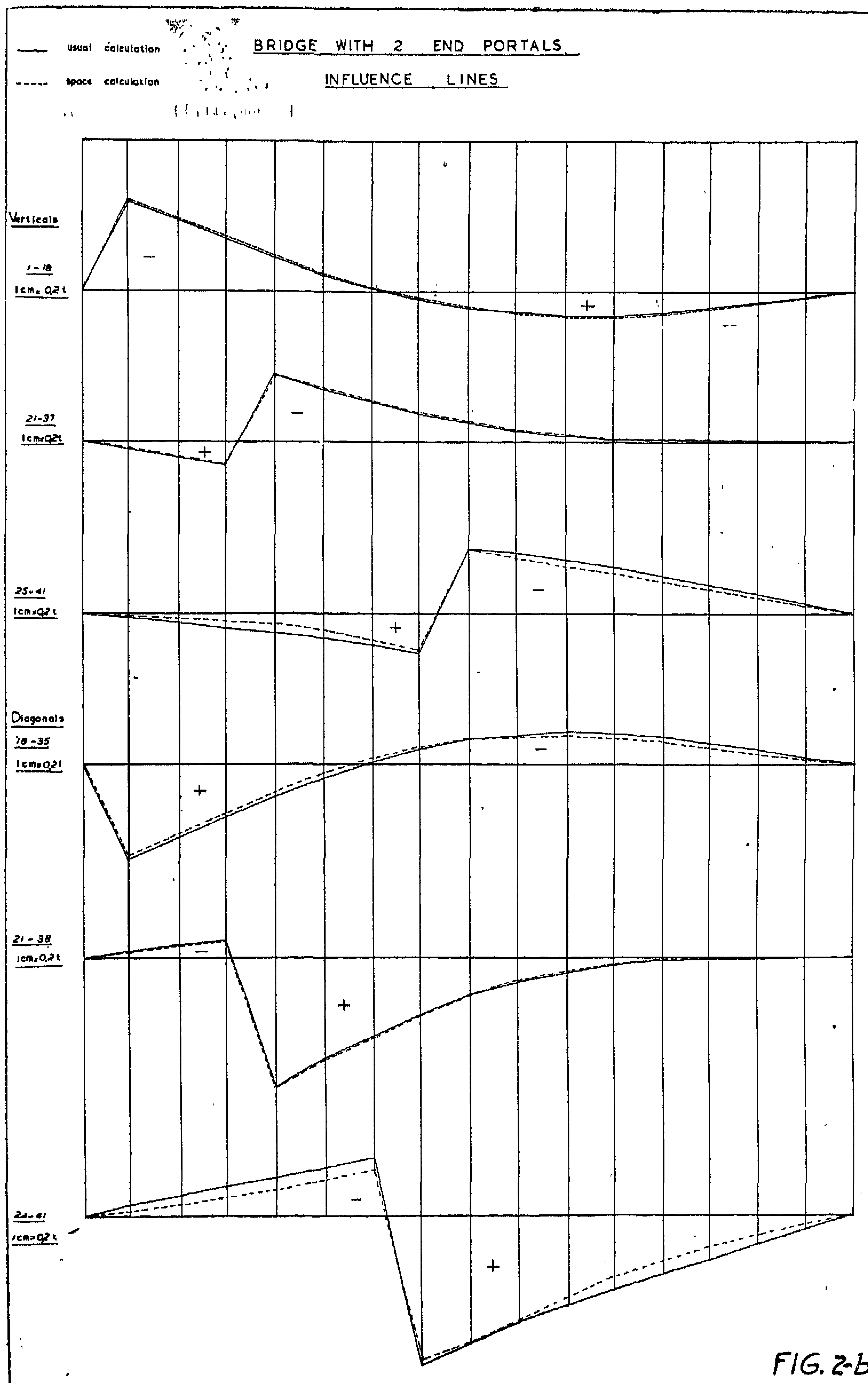

usual calculation
space calculation
BRIDGE WITH 2 END PORTALS
INFLUENCE LINES
Verticals
1-18
1cm = 0.2 t
21-37
1cm=0.2t
25-41
1cm=0.2t
Diagonals
18-35
1cm=0.2t
21-38
1cm=0.2t
24-41
1cm=0.2t

FIG. 2-b

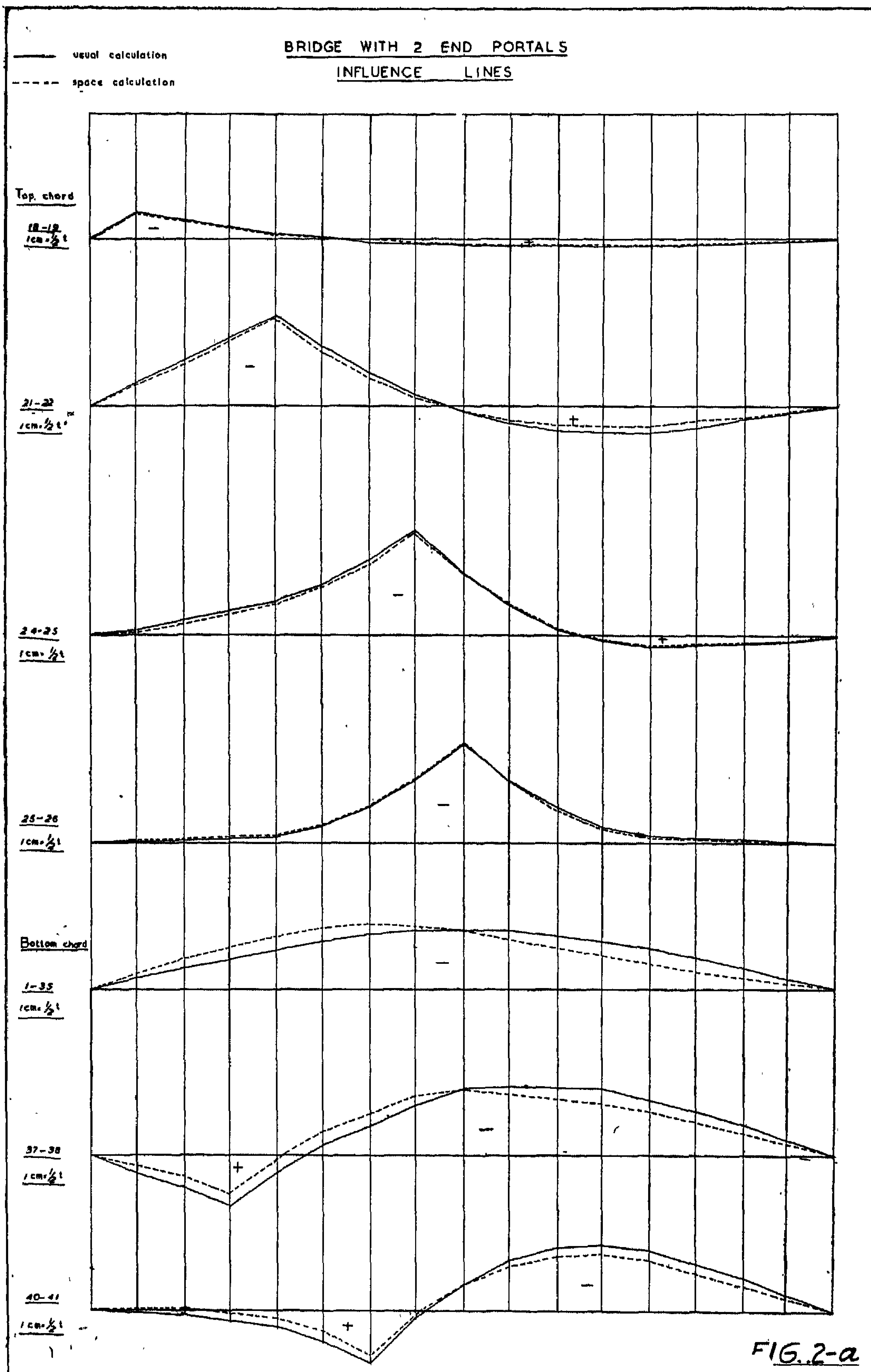
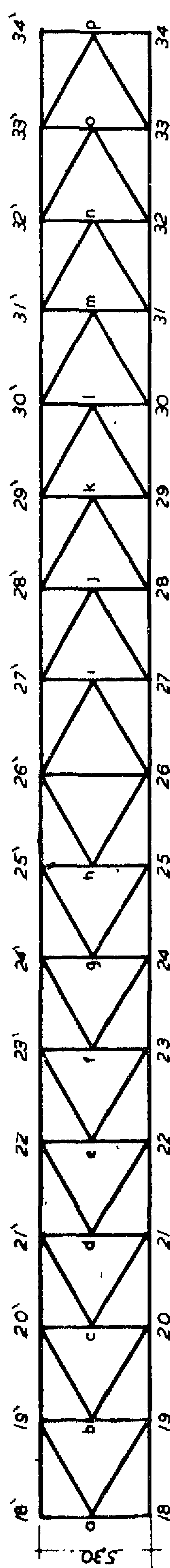
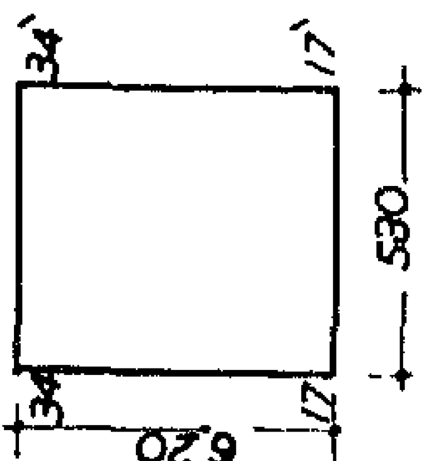
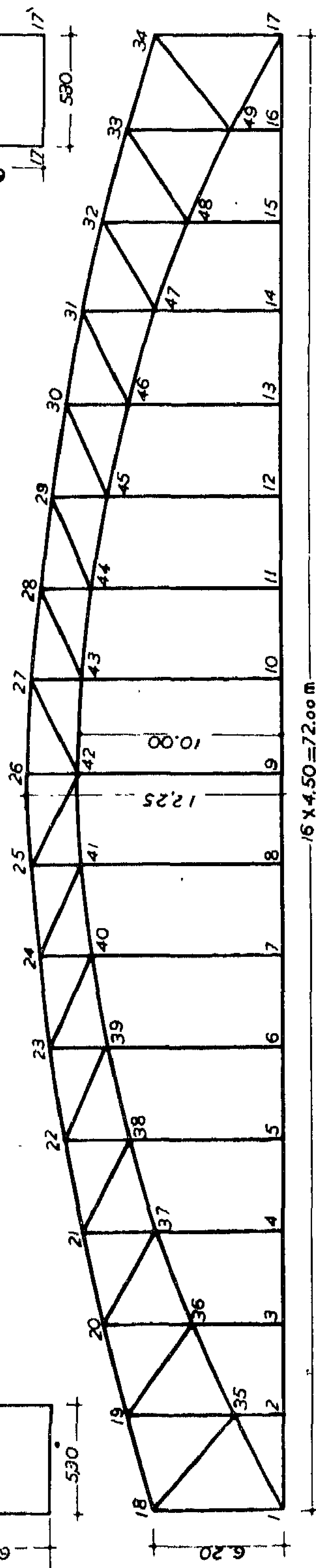

usual calculation
space calculation
BRIDGE WITH 2 END PORTALS
INFLUENCE LINES
Top. chord
18-19
1cm = ½ t
21-22
1cm = ½ t
24-25
1cm = ½ t
25-26
1cm = ½ t
Bottom chord
1-35
1cm = ½ t
37-38
1cm = ½ t
40-41
1cm = ½ t
FIG. 2-a

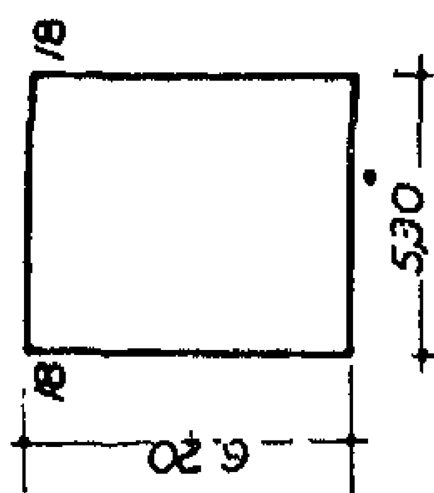
FIG. I.

THROUGH TIED ARCH BRIDGE









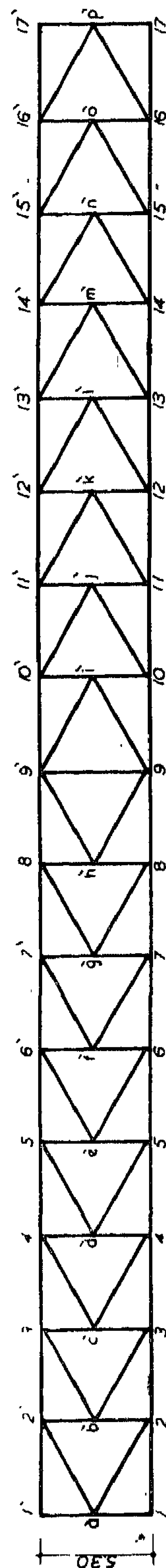


TABLE 6 (Cont.)

Extreme forces in the middle member of the tie due to vertical and wind loads

Unloaded Bridge

Girder	Usual calculation				2 portals			
	Forces due to							
	D.L.	L.L+I	W.L.	Total	D.L.	L.L+I	W.L.	Total
Front	+ 140.355	—	+ 83.32	+ 223.675	+ 140.355	—	+ 112.152	+ 252.507
Back	+ 140.355	—	— 83.32	+ 57.035	+ 140.355	—	— 112.152	+ 28.203

Girder	3 portals				5 portals			
	Forces due to							
	D.L.	L.L+I	W.L.	Total	D.L.	L.L+I	W.L.	Total
Front	+ 140.355	—	+ 151.715	+ 292.070	+ 140.355	—	+ 82.234	+ 222.589
Back	+ 140.355	—	— 151.715	— 11.360	+ 140.355	—	— 82.234	+ 58.121

TABLE 6

Extreme forces in the middle member of the tie due to vertical and wind loads

Unloaded Bridge

Girder	Usual calculation				2 portals			
	Forces due to							
	D.L.	L.L+I	W.L.	Total	D.L.	L.L+I	W.L.	Total
Front	+ 140.355	+ 288.385	+ 122.264	+ 551.004	+ 140.355	+ 288.385	+ 148.546	+ 577.286
Back	+ 140.355	+ 288.385	− 122.164	+ 306.476	+ 140.355	+ 288.385	− 140.546	+ 280.194

Girder	3 portals				5 portals			
	Forces due to							
	D.L.	L.L+I	W.L.	Total	D.L.	L.L+I	W.L.	Total
Front	+ 140.355	+ 288.385	+ 160.680	+ 589.051	+ 140.355	+ 288.385	+ 98.900	+ 527.640
Back	+ 140.355	+ 288.385	− 160.680	+ 258.429	+ 140.355	+ 288.385	− 98.900	+ 307.116

TABLE 4

Vertical load V=1 at	Deflections in cms for the case of				
	usual calc.	2 portals	3 portals ord. mid. port.	3 portals inf. rigid. mid. port.	5 portals
Quarter	.03477	.02919	.02876	.02571	.02060
Middle	.05160	.05160	.04404	.03332	.03585

TABLE 5

Member	Bridge Provided With					
	2 portals		3 portals		5 portals	
	unloaded	loaded	unloaded	loaded	unloaded	loaded
Top chord (25–26)	+ 25.364	+ 4.160	— 26 .616	— 1.75	+ 13.929	+ 11.694
Bottom chord (1–35)	— 22.749	— 29.633	— 70 .722	— 57.857	— 1.507	— 1.634
Tie (8-9)	+112.152	+148.546	+151 .715	+160.679	+ 82.233	+ 98.90

In case of 2 portals only, all members of both upper and lower bracings shall receive no additional forces due to D.L., though they will be affected for partial loadings. In case of 3 and 5 portals, additional forces are produced for either dead or live loads. Table 3 gives the additional forces produced in the end and quarter members of both upper and lower wind bracings due to a dead and a live load of intensity It/m' acting in plane of front main girder.

20.—*Vertical Deflections.*

The vertical deflections are much less when the bridge is treated as a spaced frame. The amount of reduction in these deflections is proportional to the number of intermediate portals. Table 4 gives the values of deflections at quarter and middle points due to a load V = I t placed in the plane of front main girder at these points. (E=2100 t/cm²).

21.—*Forces due to Wind Loads.*

For the case of the bridge with 3 portals, the maximum increase of stress due to wind loads is 15.4 % in the top chord, 16.1 % in the bottom chord and 38 % in the tie relative to the design loads of these members. The maximum increase in the tie occurs in case of the loaded bridge. For the unloaded bridge the tie receives compression in case of bridge with 3 portals, and thus the designer should make stronger details for the tie.

This also shows that it is necessary to find the effect of wind loads on this bridge considering the space frame action otherwise we get wrong design especially in the tie. Table 5 gives the forces due to wind loads in the most stressed members of top chord, bottom chord and tie.

Table 6 gives the extreme forces in middle member of the tie due to vertical and wind loads.

uniformly distributed load covering the whole span of the front main girder as well as for partial loading. The middle portal is here less stressed than in the case of bridge with 3 portals only.

Table 2 gives the additional forces which affect the portals for the different cases of the bridge due to a dead load of intensity 1t/m' as well as a live load of the same intensity both acting in the plane of the front main girder.

19.—*Wind Bracings.*

Vertical loads shall affect the design of wind bracing if the bridge is treated in space.

TABLE 2.

Portal at	Horizontal force in tons for the case of the bridge with								
	2 portals			3 portals			5 portals		
	D.L. (+)	L.L. +	L.L. —	D.L. (+)	L.L. +	L.L. —	D.L. (+)	L.L. +	L.L. —
End	0	.894	.994	1.106	1.1640	.534	2.456	2.559	.103
Quarter	—	—	—	—	—	—	1.328	1.328	—
Middle	—	—	—	2.212	2.212	—	2.257	2.257	—

TABLE 3.

Member	Force in tons for the case of bridge with								
	2 portals			3 portals			5 portals		
	D.L.	L.L. (+)	L.L. (—)	D.L.	L.L. (+)	L.L. (—)	D.L.	L.L. (+)	L.L. (—)
Upper wind bracing									
Diagonals									
End	0	±1.013	∓1.013	±1.128	±1.681	±0.554	±2.504	±2.609	± .105
Quarter	0	± .987	∓ .987	±1.104	±1.612	±0.504	±1.319	±1.343	± .023
Struts and ties									
End	0	± .497	∓ .497	±1.809	±0.553	±0.297	±1.228	±1.280	± .052
Quarter	0	± .497	∓ .497	±1.809	±0.553	±0.297	±0.664	± .676	± .012
Lower wind bracing									
Diagonals									
End	0	± .979	∓ .979	±1.089	±1.616	± .526	±2.421	±2.522	± .101
Quarter	0	± .979	∓ .979	±1.089	±1.616	± .526	±1.308	±1.332	± .023
Struts and ties									
End	0	± .497	∓ .497	± .553	± .819	±0.267	±1.228	±1.280	± .052
Quarter	0	± .497	∓ .497	± .553	± .819	±0.267	± .664	± .676	± .012

crease all over the top chord members for this bridge is more. The maximum decrease occurs at the middle members which are the most stressed members in the top chord.

13.—Bottom Chord Members.

The maximum decrease in these members is 13.6, 17.0, and 30.7 % for the bridge with 2 ,3 and 5 portals respectively. The maximum decrease occurs at the middle members also which are not the most stressed members of the bottom chord. The divergencies in the top chord members are more than those in the bottom chord owing to the fact that the top chord is laterally supported by the upper wind bracing while the bottom chord is more free.

14.—*Verticals.*

The forces in the verticals of the main girders at the positions of end or intermediate portals are increased, while the forces in all other verticals are decreased. The increase in the end vertical is 2.84, 8.18 and 12.52 % in case of 2, 3 and 5 portals while the decrease in the vertical near the middle is 12.24, 16.54 and 21 % respectively.

15.—*Diagonals.*

All the diagonals of the main girders receive decrease in the values of their forces. The maximum decrease at middle diagonals is 11.5, 19.1 and 10.2 % for the bridge with 2, 3 and 5 portals respectively.

16.—*Tie.*

The force in the tie is constant when treating the bridge by the usual method of calculation. In the space frame treatment the forces in the different members of the tie are not constant due to the edge forces created by the diagonals of the lower wind bracing.

When the bridge is provided with 2 end portals only, a uniformly distributed load covering the whole span of the front main girder will produce forces in the tie exactly the same as those found by the usual method of calculation.

For the bridge with 3 portals, the maximum decrease in the force of the member near the support is 2.1 % while the decrease is 24.04 % for the member at middle.

For the bridge with 3 portals, the corresponding decrease of forces in the same members is 13.4 and 33 % respectively. The tie here is subject to considerable decrease, which is favourable for its design. Remembering that these reductions appear only for eccentric loading.

17.—Rigidity of middle portal.

If the middle portal is replaced by an infinitely rigid one, the forces in the upper chord members will be nearly the same as those computed for the bridge provided with an ordinary middle portal. However, the members of the bottom chord, verticals, diagonals and tie will suffer a decrease amounting to about 3 to 5 %. It would thus be better to increase the number of the intermediate portals than to put the material in one portal only in order to increase its stiffness.

18.—*Portals.*

When the bridge is provided with 2 end portals only, a uniform load covering the whole span of the front main girder will have no effect on the end portals. For a live load, however, the maximum effect occurs when half of the span is only loaded. For a double track railway or roadway bridge, the transverse load acting on end portal can be doubled if opposite halves of track are loaded.

In case of 3 portals, the middle portal is twice as much stressed as the end portal for either dead or live loads. The end portals are also more stressed than when the bridge is provided with 2 end portals only.

In case the bridge is provided with 5 portals, these portals will be all stressed for a

AREAS OF THE INFLUENCE LINES FOR DIFFERENT CASES

TABLE 1 (III)

	BRIDGE WITH . 5 PORTALS			
	AREA		% DIFF.	
	(−)	(+)	(−)	(+)
Top Chord				
18 - 19	7 66197	4 63006	- 8. 96	- 27. 56
21 - 22	26 18532	10 32759	- 27.88	- 33 86
24 - 25	32 94041	4 84236	- 23.63	- 7. 92
25 - 26	24. 12800	28369	- 37. 94	
Bottom Chord				
1 - 35	54. 38507	—	- 13 . 53	—
37 - 38	42. 24967	8. 26146	- 22 97	- 35. 21
40 - 41	26. 92306	11. 27844	- 30 . 71	- 16 . 85
Verticals				
1 - 18	12. 25516	3. 84493	+ 12. 52	- 39. 21
21 - 37	9. 53327	2. 05116	+ 5. 75	+ 17 38
25 - 41	10. 35086	4. 11675	- 21. 00	- 24. 54
Diagonals				
18 - 35	6. 27213	10. 12277	- 24. 98	- 8. 41
21 - 38	1. 87354	18. 59513	+ 51 59	- 2. 62
24 - 41	5. 94990	26. 41538	- 30. 45	- 10. 23
Tie				
1 - 2	—	48. 59802	—	- 13. 44
2 - 3	—	46. 57261	—	- 17. 05
3 - 4	—	44. 54720	—	- 20. 66
4 - 5	—	42. 52179	—	- 24. 27
5 - 6	—	40. 49638	—	- 27. 88
5 - 7	—	39. 53756	—	- 29. 59
7 - 8	—	38. 57874	—	- 31. 30
8 - 9	—	37. 61992	—	- 33. 01

AREAS OF THE INFLUENCE LINES FOR DIFFERENT CASES

TABLE 1 (II)

	BRIDGE WITH 3 PORTALS NON RIGID INT. PORTALS				BRIDGE WITH 3 PORTALS RIGID INT. PORTALS			
	AREA		% DIFF.		AREA		% DIFF.	
	(−)	(+)	(−)	(+)	(−)	(+)	(−)	(+)
Top Chord								
18 - 19	7.90899	5.37124	-5.95	-15.96	8.12496	4.77354	-3.46	-25.31
21 - 22	32.05347	12.36016	-15.96	-20.84	31.56979	13.22237	-13.06	-15.33
24 - 25	36.0029	5.29416	-16.53	+8.46	31.03038	7.59432	-28.06	+55 60
25 - 26	25 99030	2.76629	-33.14		18.55706	2.72154	-52.27	
Bottom Chord								
1 - 35	60.27704	—	-4.15	—	59.54616	—	-5.32	—
37 - 38	46.74911	8.56482	-14.71	-32.83	43.07562	9.13011	-21.47	-28.40
40 - 41	32.34807	9.73760	-16.75	-28.15	29.37600	11.60387	-24.40	-14.45
Verticals								
1 - 18	11.77158	5.40256	+8.18	-14.85	12 97013	3.48368	+19.07	-44.92
21 - 37	9.22911	1.65602	+2.56	-4.77	9.21356	1.99914	+2.20	+14.4
25 - 41	10.99112	4.48087	-16.54	-17.87	10.15346	5.10704	-22.51	+6.39
Diagonals								
18 - 35	10.25564	10.25564	-14.28	-6 9	6.44382	10.70559	-22.93	-3 13
21 - 38	1 09368	19.50553	-11 33	+2.15	.9545	20.72979	-22.62	+8.56
24 - 41	5.69521	23.79662	-26.63	-19.13	6.87642	22.40952	-11.50	23.84
Tie								
1 - 2	—	54.92237	—	-2.21	—	53.15454	—	-5.32
2 - 3	—	53.17129	—	-5.33	—	50.36755	—	-10.28
3 - 4	—	51.42021	—	-8.45	—	47.58056	—	-15.24
4 - 5	—	49 66913	—	-11.57	—	44.79357	—	-20.20
5 - 6	—	47.91805	—	-14.69	—	42.00658	—	-25.16
5 - 7	—	46.16697	—	-17.81	—	39.21959	—	-30.12
7 - 8	—	44.41589	—	-20.93	—	36.43260	—	-35.08
8 - 9	—	42.56481	—	-24.04	—	33 64561	—	-40.04

AREAS OF THE INFLUENCE LINES FOR DIFFERENT CASES

TABLE 1 (I)

	USUAL METHOD OF CALCULATION		BRIDGE WITH 2 END PORTALS			
			AREA		% DIFF.	
	(−) ve	(+) ve	(−) ve	(+) ve	(−) ve	(+) ve
Top Chord						
18 – 19	8 41600	6 39140	7.85507	5.84807	− 6 66	− 8.50
21 – 22	36 31000	15 61550	32 37368	12 59771	− 10.85	− 19.33
24 – 25	43.13500	4 88100	42.27007	4 05710	− 2.01	− 7 66
25 – 26	38.87720	——	38.80760	——	− 1 79	
Bottom Chord						
1 – 35	62.89200	——	62.89200	——	0	
37 – 38	54 8505	12.75150	50.08936	8.15593	− 8 68	− 36.04
40 – 41	38 85750	13 56450	33.57651	8 62977	− 13.59	− 36.38
Verticals						
1 – 18	10.89200	6.32450	11 20145	7.44390	+ 2 84	11.7 69
21 – 37	9.01500	1.74750	9.10090	1.55954	+ 0.95	− 10.76
25 – 41	13.10250	5.45550	49803	3.91359	− 12.24	− 28.26
Diagonals						
18 – 35	8 36100	11.05200	7.63865	10.29387	− 8.64	− 6.86
21 – 38	1 23350	19.09500	1 13390	18.93848	− 8.08	− .82
24 – 41	7.76200	29 42650	5 12001	26.05411	− 34.03	− 11.47
Tie						
1 – 2	——	58.14200	——	56.14200	——	0
2 – 3	——		——		——	0
3 – 4	——	"	——	"	——	0
4 – 5	——	"	——	"	——	0
5 – 6	——	"	——	"	——	0
5 – 7	——	"	——	"	——	0
7 – 8	——	"	——	"	——	0
8 – 9	——	"	——	"	——	0

these edge forces have been determined, the calculation of the space frame is carried back to the calculation of several plane frames acted upon by forces in their own planes. These plane frames may be either statically determinate or indeterminate surfaces.

7.—The bridge is assumed to be supported by 2 lateral reactions at supports 1 and 17, a longitudinal reaction at support 1, and 4 vertical reactions at the 4 vertical supports 1, and 4 vertical reactions at the 4 vertical supports 1, 17, 17′ 1′. The bridge will have have thus on the whole 7 reaction components. When the bridge is provided with 2 end portals only, it will be once externally statically indeterminate. The addition of an intermediate portal will increase the number of edge forces in the structure by 4, yet it affords 3 equations of equilibrium only, and hence the addition of one portal will increase the indeterminacy of the structure by one. Consequently, the bridge with 3 portals and 7 reaction components is a twice statically indeterminate structure in space. However, it will be four times statically indeterminate in space if 5 portals are arranged.

In each case, it was necessary to consider the elastic deformation of the structure in order to determine the reactions and the edge forces.

The statically determinate main system in space is obtained by disconnecting the curved upper wind bracing from the planes of some chosen portals. The unknown edge forces are introduced as redundant forces along these lines of separation. The values of these edge forces are obtained from the condition that the total relative displacement along these separated edges should be zero. It is worth to mention here that the calculations encountered in this thesis are rather elaborate, due to the fact that the main girders are statically indeterminate plane frames.

General Results

8.—The treatment of the bridge as a space frame differs more or less considerably from the usual method of calculation.

The divergence in forces when intermediate portals are added is bigger than when the br:dg is provided with 2 end portals only. The addition of more intermediate portals gives more homogeneous load distribution than in case of adding one middle portal only.

9.—For a uniformly distributed load in plane of one of the 2 main girders of the bridge with 2 end portals only, and the load is covering the whole span, the results obtained either by using the space frame treatment or the usual method of calculation are exactly the same.

10.—For centric vertical loading the usual method of calculation and the space frame treatment will not differ, whether the bridge is provided with 2 end portals or any other number of intermediate portals. For eccentric vertical loading, the usual method of calculation differs more or less from the space frame treatment.

Forces due to vertical loads.

11.—The influence lines of some characteristical members of the main girders have been calculated for the different cases of the bridge as shown in Fig. 2, 3 and 4. The areas of these influence lines are computed and taken as basis for comparison. All the areas of the different I.Ls. for all cases of the bridge are given in table 1. The percentage differences between the usual method of calculation and the space frame treatment for a uniformly distributed live load in the plane of the front main girder are shown also in the same table.

12.—The maximum decrease in the top chord members for the bridge with 2 end portals is about 11 %, for the bridge with 3 portals is 33 %, and for the bridge with 5 portals is 38 % compared with the usual method of calculation. Although the maximum decrease is 33 % for the bridge with 3 portals and 38 % for the bridge with 5 portals, yet the decrease for the bridge with 5 portals is more homogeneous, and the sum of the de-

TREATMENT OF SQUARE TIED ARCH TRUSS BRIDGES AS SPACES FRAMES

By

Prof. Dr. MOH. SHAFIK AGGOUR (Ph. D.)

and

MOH. EL-HOSSEINY ABD EL-SALAM (M.Sc.)

1.—The usual type of a truss bridge consists generally of 2 main girders, an upper and a lower longitudinal bracing and some other transverse bracings known as portals. The routine calculation of these bridges is based on the assumption that the different plane frames composing the bridge are acting separately despite the fact that the plane surfaces which form indeed a space structure can resist any kind of loading. In other words, the vertical loads affect not only the main girders but also the longitudinal and transverse bracings. The usual method of calculation may lead in many cases to erroneous results.

2.—This thesis is intended to investigate the behaviour of a square tied arch truss bridge as a space structure under the different cases of loading.

3.—The effect of introducing intermediate portals is also investigated to show how they affect the load distribution between the different planes of the bridge. Further, in order to see the effect of the rigidity of portals on the load distribution, the intermediate middle portal in chapter 6 of the thesis has been assumed to be infinitely rigid and the calculations are carried again under this assumption.

4.—The bridge treated here, is a square single track, railway tied arch truss, 72.00 meters span divided into 16 equal panels, 4.50 meters each. The 2 main girders are 5.50 meters apart. The bridge is provided with an upper as well as a lower wind bracing of the k-system as shown in fig. 1. The heights of the main girders at middle and ends are 12.25 and 6.20 meters respectively. The rise of the bottom chord which has the same parabolic form as the top chord is 10.00 meters.

5.—In part I of the thesis, the bridge is provided with two portals arranged at its 2 ends. In part II, an intermediate middle portal is added to the bridge treated before. In part III, three intermediate portals at middle and at quarter points of the bridge have been introduced, and thus the bridge is provided with five portals.

For all mentioned parts ,the bridge is investigated for vertical as well as for horizontal wind loads.

Basis of calculation of the bridge in space.

6.—The method adopted for calculation, is the method of edge forces, in which the bridge is considered to be a structure consisting of some plane frames connected together at their lines of intersections. Along these lines, the plane frames will act mutually on one another.

The corresponding actions and reactions are called edge forces. If now by any method,

*From a thesis for the M.Sc. degree submitted to the Faculty of Engineering, Cairo Universiity, 1961, by Moh. El-Hosseiny Abd El-Salam.

EDITING COMMITTEE

INFORMATION

- The editors welcome for publication engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.
- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.
- Any material intended for publication must be sent to the Secretarial at either of the addresses of the two Engineering Societies at Cairo and Alexandria.

SUBSCRIPTIONS

All members if the two Engineering Societies at Cairo and Alexandria are ipso facto subscribers of this periodical.

Subscription for engineers P.T.60 per annum.

Subscription for others P.T.150 per annum.

Subscription per part 15 P.T. for Engineers.

HEAD OFFICES

Cairo : Egyptian Society of Engineers,
28, Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106.

Alexandria : Society of Engineers,
66, Nabi Daniel St., Alex. Tel. 22222.

THE PROCEEDINGS OF THE ENGINEERING SOCIETIES

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

ENGINEERING SOCIETIES AT CAIRO AND ALEXANDRIA

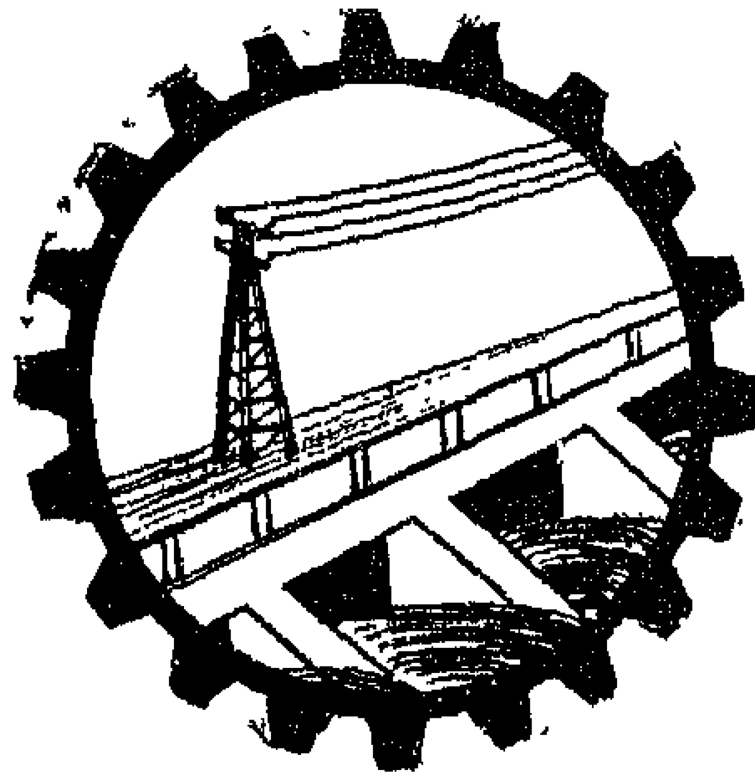
VOL. I—No. 2—OCTOBER 1962

CONTENTS

ENGLISH SECTION

ARABIC SECTION

"MONDIALE" Press — Cairo.



THE PROCEEDINGS OF THE ENGINEERING SOCIETIES U.A.R.

OCTOBER 1962
VOL. 1
No. 2